

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

MARCUS VINÍCIUS MARTINS VARGAS PRUDÊNCIO

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO LATERAL DE PAINÉIS DE**  
**CISALHAMENTO DO SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING**

MARINGÁ  
2019

MARCUS VINÍCIUS MARTINS VARGAS PRUDÊNCIO

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO LATERAL DE PAINÉIS DE  
CISALHAMENTO DO SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins  
Corientador: Prof. Dr. Ronaldo Rigobello

MARINGÁ  
2019

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)  
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

P971a

Prudêncio, Marcus Vinícius Martins Vargas

Análise do comportamento lateral de painéis de cisalhamento do sistema light steel framing / Marcus Vinícius Martins Vargas Prudêncio. -- Maringá, PR, 2019.  
137 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins.

Coorientador: Prof. Dr. Ronaldo Rigobello.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019.

1. Light steel framing. 2. Painéis de cisalhamento. 3. Placas de fechamento. 4. Modelagem numérica. 5. Modelo simplificado. I. Martins, Carlos Humberto, orient. II. Rigobello, Ronaldo, coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 23.ed. 693.71

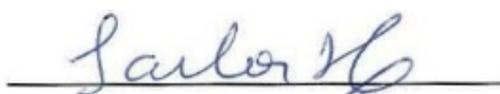
MARCUS VINÍCIUS MARTINS VARGAS PRUDÊNCIO

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO LATERAL DE PAINÉIS DE  
CISALHAMENTO DO SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING**

Dissertação apresentada à Universidade  
Estadual de Maringá, como requisito parcial  
para a obtenção do título de mestre.

Aprovado em: 26/08/2019

**BANCA EXAMINADORA**



Prof. Dr. Carlos Humberto Martins  
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. Ronaldo Rigobello  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná



Prof. Dr. Jorge Luis Nunes de Góes  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná



Prof. Dr. Aref Kalilo Lima Kzam  
Universidade Federal da Integração Latino-Americana

## RESUMO

Diante do grande crescimento populacional e dos avanços tecnológicos, a indústria da construção civil tem buscado por sistemas construtivos mais eficientes para aumentar a produtividade, diminuir o desperdício e atender a uma demanda crescente. Uma das alternativas é a utilização de um sistema construtivo já bastante consolidado em países desenvolvidos: o *Light Steel Framing*. Apesar dos avanços recentes, o método de cálculo previsto pela norma nacional ainda não considera a contribuição das placas de fechamento na estabilização lateral da estrutura. Esse material possui propriedades mecânicas que podem conferir aos painéis a capacidade de resistir aos esforços horizontais devido ao aumento da rigidez do reticulado metálico. Nesse contexto, a proposta do presente trabalho consiste em desenvolver um modelo simplificado capaz de caracterizar apropriadamente a contribuição das placas de fechamento na rigidez e na resistência lateral da estrutura. Dessa maneira, a modelagem dos painéis de cisalhamento de um edifício de múltiplos pavimentos poderá ser realizada com a substituição das placas de fechamento por um sistema de contraventamento composto por elementos de mola unidirecionais denominado de molas equivalentes. As bases para concepção do modelo simplificado foram obtidas a partir do uso de uma abordagem numérica via método dos elementos finitos, pela qual foram realizadas diversas simulações por meio do *software ANSYS Academic Research Mechanical, Release 19.0*, para reproduzir a resposta experimental de um painel isolado submetido ao esforço horizontal no seu plano. Os resultados obtidos a partir do estudo numérico se apresentaram condizentes com a resposta experimental, demonstrando que o comportamento não linear das ligações parafusadas entre os perfis e o material de fechamento tem impacto significativo na resposta dos modelos. A partir dos dados obtidos no estudo numérico foi possível colocar em prática a fase subsequente da pesquisa, na qual foi apresentado um modelo analítico simplificado, cujo conceito fundamental consiste na substituição do material de fechamento por elementos de mola translacionais. Essa estratégia resultou em uma resposta satisfatória, uma vez que o modelo simplificado reproduziu precisamente o efeito de contraventamento dado pelas placas de fechamento, apresentando-se como um método bastante interessante para fins práticos de análise e projeto.

**Palavras-chave:** *Light Steel Framing*. Placas de Fechamento. Modelo Simplificado. Painéis de Cisalhamento. Molas Equivalentes. Abordagem Numérica.

## ABSTRACT

With the high population growth and technological advances, the construction industry has looking for more efficient building systems to increase productivity, waste reduction and attend a increasing demand. One alternative is the use of a construction system already well consolidated in developed countries: the Light Steel Framing. Despite the recent advances, the calculation method provided by the national standard still does not consider the contribution of the sheathing in lateral stabilization of the structure. This material has mechanical properties which can give to the panels the capacity to resist to the horizontal efforts due to the increase of the steel frame stiffness. In this context, the proposal of this work consists in developing a simplified model capable of properly to characterize the contribution of the sheathing on the stiffness and on the lateral strength of the structure. In this way, the modeling of the shear walls of a multi-storey building can to be realized with the substitution of the sheathing by a bracing system composed by unidirectional spring elements called equivalent springs. The basis for the conception of the simplified model were obtained from the use of a numerical approach by the finite element method, by the which several simulations were realized through the software ANSYS Academic Research Mechanical, Release 19.0, to reproduce the experimental response of a isolate panel subjected to the shear force in its plane. The results obtained from the numerical study presented themselves consistent with the experimental response, demonstrating that the nonlinear behavior of screw-fastened connections has a significant impact on the response of the models. From the data obtained in the numerical study, it was possible develop the next step of the research, in which a simplified analytical model was proposed, whose fundamental concept consists in the replacement of the sheathing by translational spring elements. This strategy resulted in a satisfactory response, since the simplified model accurately reproduced the bracing effect given by the sheathing, presenting itself as a very interesting method for practical purposes of analysis and design.

**Keywords:** Light Steel Framing. Sheathing. Simplified Model. Shear Walls. Equivalent Springs. Numerical Approach.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Estrutura de residência em <i>Light Steel Framing</i> .....	18
Figura 2.2 – Painel estrutural em <i>Light Steel Framing</i> .....	19
Figura 2.3 – Flambagem dos elementos de um perfil U sujeito a compressão .....	24
Figura 2.4 – Transmissão de carga vertical à fundação .....	26
Figura 2.5 – Desenho esquemático de painel estrutural com abertura .....	27
Figura 2.6 – Painel com contraventamento em “X” .....	28
Figura 2.7 – Edificação com fechamento externo em placas de OSB.....	29
Figura 2.8 – Parafusos utilizados nas ligações do sistema <i>Light Steel Framing</i> .....	31
Figura 2.9 – Detalhe da ancoragem entre a estrutura e a fundação .....	32
Figura 3.1 – Representação da rigidez das ligações entre perfil e revestimento ....	34
Figura 3.2 – Ensaio para obtenção da rigidez lateral de mola das ligações.....	35
Figura 3.3 – Configurações dos painéis de cisalhamento ensaiados.....	37
Figura 3.4 – Curvas força versus deslocamento lateral dos painéis analisados ....	38
Figura 3.5 – Configurações dos painéis de cisalhamentos avaliados .....	41
Figura 3.6 – Esquema de ensaio utilizado por Tian, Wang e Lu (2004).....	42
Figura 3.7 – Curvas força versus deslocamento lateral .....	43
Figura 3.8 – Modos de falha do painel A-2 revestido com placa de OSB .....	45
Figura 3.9 – Esquema de ensaio utilizado por Lange e Naujoks (2007) .....	47
Figura 3.10 – Flambagem local na região inferior do montante comprimido .....	49
Figura 3.11 – Detalhes dos painéis de cisalhamento avaliados.....	51
Figura 3.12 – Deformações do acessório de ancoragem e da guia inferior .....	52
Figura 3.13 – Deslizamento relativo da interface da placa em relação aos perfis.....	53
Figura 3.14 – Características dos painéis de cisalhamento ensaiados.....	54
Figura 3.15 – Detalhe esquemático do ensaio ao cisalhamento dos painéis .....	55
Figura 3.16 – Detalhe do sistema de suporte fora do plano.....	56
Figura 3.17 – Resposta histerética dos painéis caracterizada pelo modelo EEEP ...	57
Figura 3.18 – Modos de falha observados nos painéis ensaiados .....	58
Figura 3.19 – Detalhes referentes a montagem da plataforma de ensaio .....	60
Figura 3.20 – Principais modos de falha constatados após os ensaios .....	61
Figura 3.21 – Caracterização histerética dos painéis ensaiados ao cisalhamento....	62
Figura 3.22 – Modelo de elementos finitos de um painel de cisalhamento .....	63
Figura 3.23 – Comparação entre os resultados numérico e experimental .....	64
Figura 3.24 – Modos de falha referentes aos estudos numérico e experimental .....	65
Figura 3.25 – Comportamento da ligação placa-perfil sob deformação lateral .....	66
Figura 3.26 – Representação esquemática das molas laterais e rotacional .....	67

Figura 3.27 – Esquema de ensaio para obtenção da rigidez lateral local .....	68
Figura 3.28 – Descrição gráfica das médias dos resultados .....	70
Figura 3.29 – Ensaio em escala real com tiras de OSB fixadas aos montantes .....	71
Figura 3.30 – Curvas carga <i>versus</i> deslocamento dos painéis ensaiados .....	72
Figura 3.31 – Detalhes da determinação dos parâmetros isolados .....	74
Figura 3.32 – Resposta do caso base aos parâmetros variados nos ensaios .....	75
Figura 3.33 – Geometrias adotadas para o modelo de diagonal equivalente .....	77
Figura 3.34 – Modelo tridimensional da edificação estudada pelos autores .....	79
Figura 3.35 – Modelo simplificado para painéis de cisalhamento .....	79
Figura 3.36 – Edifício de múltiplos pavimentos em LSF .....	81
Figura 3.37 – Edifício em <i>Light Steel Framing</i> localizado em uma região sísmica .....	83
Figura 4.1 – Efeitos que contribuem para o deslocamento lateral de um painel .....	86
Figura 4.2 – Elemento finito <i>Shell181</i> .....	88
Figura 4.3 – Elemento finito <i>Combin39</i> .....	89
Figura 4.4 – Representação das molas translacionais e rotacionais .....	90
Figura 4.5 – Deslocamento das ligações após a deformação lateral do painel .....	91
Figura 4.6 – Modelo de molas desacopladas .....	92
Figura 4.7 – Modelo de mola radial .....	93
Figura 4.8 – Modelo multilinear <i>Pinching4</i> .....	94
Figura 4.9 – Modelo do painel 1C ensaiado por Liu, Peterman e Schafer (2014) .....	95
Figura 4.10 – Modelagem dos parafusos de ancoragem .....	96
Figura 4.11 – Modelagem dos <i>Hold-Downs</i> .....	97
Figura 4.12 – Modelagem das ligações entre os perfis de aço .....	98
Figura 4.13 – Relação constitutiva empregada para o aço .....	100
Figura 4.14 – Relação constitutiva empregada para o OSB .....	101
Figura 4.15 – Comparação entre as respostas numéricas e experimental .....	103
Figura 4.16 – Deformada do modelo após seu deslocamento lateral máximo .....	104
Figura 4.17 – Deslizamento relativo entre a placa e os perfis .....	105
Figura 4.18 – Distribuição de tensões no modelo .....	106
Figura 4.19 – Curvas correspondentes às respostas numéricas e experimental .....	107
Figura 4.20 – Tensões de <i>Von Mises</i> atuantes no painel .....	108
Figura 4.21 – Influência dos modelos de mola nas respostas numéricas .....	109
Figura 5.1 – Esforços normais no modelo de diagonais equivalentes .....	112
Figura 5.2 – Aproximação para pequenos deslocamentos .....	113
Figura 5.3 – Resultados obtidos a partir dos modelos numérico e simplificado .....	115
Figura 5.4 – Elevação leste do edifício CFS-NEES .....	117
Figura 5.5 – Modelo simplificado de diagonais equivalentes .....	118

Figura 5.6 – Descrição gráfica da resposta dos modelos simplificados .....	119
Figura 5.7 – Esforços normais no modelo de molas equivalentes .....	121
Figura 5.8 – Resposta obtida a partir do modelo de molas equivalentes .....	123
Figura 5.9 – Modelo simplificado de molas equivalentes .....	124
Figura 5.10 – Resultados obtidos a partir dos modelos simplificados .....	125

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Revestimento mínimo dos perfis estruturais.....	21
Quadro 2.2 – Designações e aplicações dos perfis de aço formados a frio.....	22
Quadro 2.3 – Relação entre espessura e aplicação da placa cimentícia .....	30

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Configurações dos painéis de cisalhamento analisados .....	40
Tabela 3.2 – Perfis utilizados para composição dos painéis .....	40
Tabela 3.3 – Resultados dos ensaios ao cisalhamento dos painéis .....	44
Tabela 3.4 – Revestimentos empregados na composição dos painéis .....	46
Tabela 3.5 – Resultados dos ensaios dos painéis submetidos a carga lateral.....	48
Tabela 3.6 – Propriedades dos painéis de cisalhamento avaliados .....	50
Tabela 3.7 – Detalhes dos painéis de cisalhamento ensaiados .....	60
Tabela 3.8 – Resumo condensado dos resultados dos ensaios .....	69
Tabela 3.9 – Características dos corpos de prova concebidos pelos autores.....	73
Tabela 4.1 – Parâmetros adotados por Ngo (2014) na simulação das ligações .....	99
Tabela 4.2 – Parâmetros adotados por Ding (2015) na simulação das ligações .....	99
Tabela 4.3 – Parâmetros de plasticidade considerados para o aço .....	102
Tabela 4.4 – Parâmetros de ortotropia considerados para o OSB .....	103
Tabela 5.1 – Parâmetros de tensão e deformação axial .....	114
Tabela 5.2 – Influência dos montantes laterais na resistência lateral do painel .....	116
Tabela 5.3 – Tensões e deformações axiais para simulação das diagonais.....	119
Tabela 5.4 – Parâmetros de força e deslocamento relativo .....	122
Tabela 5.5 – Parâmetros de força e deslocamento para simulação das molas .....	125

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

LSF	<i>Light Steel Framing</i>	13
OSB	<i>Oriented Strand Board</i>	14
NASFA	<i>North American Steel Framing Alliance</i>	15
MEF	Método dos Elementos Finitos	15
AISI	<i>American Iron and Steel Institute</i>	15
ZAR	Zincagem de Alta Resistência	21
MFF	Método das Faixas Finitas	23
MLE	Método das Larguras Efetivas	23
MSE	Método da Seção Efetiva	23
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas	25
ST	<i>Standard</i>	30
RU	Resistente à Umidade	30
RF	Resistente ao Fogo	30
ELU	Estado Limite Último	35
CUREE	<i>Consortium for Research in Earthquake Engineering</i>	55
EEEP	Equivalente de Energia Elasto-plástico	56
PTV	Princípio dos Trabalhos Virtuais	77
EPP	Elástico Perfeitamente Plástico	80
ELS	Estado Limite de Serviço	84

## LISTA DE SÍMBOLOS

U	Perfil tipo U Simples	21
Ue	Perfil tipo U Enrijecido	21
$k\phi$	Rigidez Rotacional da Ligação	66
$k_y$	Rigidez Lateral da Ligação na Direção do Eixo y	66
$k_x$	Rigidez Lateral da Ligação na Direção do Eixo x	67
$k_{xl}$	Rigidez Lateral Local da Ligação na Direção do Eixo x	67
$k_{xd}$	Rigidez Diafragma na Direção do Eixo x	67
$P_{m\acute{a}x}$	Carga Útima da Ligação	69
$\delta_{Pm\acute{a}x}$	Deslocamento Relativo à Carga Útima da Ligação	69
$P$	Força Aplicada no Conjunto	74
$P_i$	Força Isolada para Cada Parafuso	74
$\Delta_i$	Deformação Isolada para Cada Parafuso	74
$k_i$	Rigidez Inicial Isolada para Cada Parafuso	74
$H$	Altura da Estrutura em Relação à Base	84
$k\phi_x$	Rigidez Rotacional da Ligação na Direção do Eixo x	91
$k\phi_y$	Rigidez Rotacional da Ligação na Direção do Eixo y	91
$k\phi_z$	Rigidez Rotacional da Ligação na Direção do Eixo z	91
$E_x$	Módulo de Elasticidade na Direção do Eixo x	94
$E_y$	Módulo de Elasticidade na Direção do Eixo y	103
$E_z$	Módulo de Elasticidade na Direção do Eixo z	103
$G_{xy}$	Módulo de Cisalhamento no Plano xy	103
$G_{xz}$	Módulo de Cisalhamento no Plano xz	103
$G_{yz}$	Módulo de Cisalhamento no Plano yz	103
$\nu_{xy}$	Coeficiente de Poisson no Plano xy	103
$\nu_{xz}$	Coeficiente de Poisson no Plano xz	103
$\nu_{yz}$	Coeficiente de Poisson no Plano yz	103
$\sigma_n$	Tensão Axial nas Diagonais Equivalentes	112
$F$	Esforço Axial nas Diagonais Equivalentes	112
$A$	Área da Seção Transversal das Diagonais Equivalentes	112
$V_n$	Carga Lateral Atuante no Painel	112
$\theta$	Ângulo Formado entre as Diagonais e a Horizontal	112

$b$	Largura do Painel	112
$h$	Altura do Painel	112
$\varepsilon_n$	Deformação Axial das Diagonais Equivalentes	113
$\Delta\ell$	Comprimento Deformado das Diagonais Equivalentes	113
$L$	Comprimento das Diagonais Equivalentes	113
$\delta_n$	Deslocamento Lateral do Painel	113
$f_n$	Esforço Atuante nas Molas Equivalentes	120
$\Delta\ell_n$	Translação Unidirecional das Molas Equivalentes	121

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>12</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	12
1.2 JUSTIFICATIVA E CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA .....	14
1.3 OBJETIVOS DO TRABALHO .....	16
<b>1.3.1 Objetivo Geral</b> .....	<b>16</b>
<b>1.3.2 Objetivos Específicos</b> .....	<b>16</b>
1.4 METODOLOGIA .....	17
<b>2 LIGHT STEEL FRAMING</b> .....	<b>18</b>
2.1 CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA .....	18
2.2 PERFIS FORMADOS A FRIO .....	20
2.3 PAINÉIS AUTOPORTANTES .....	25
2.4 PLACAS DE FECHAMENTO .....	28
2.5 LIGAÇÕES .....	31
2.6 INTERAÇÃO ENTRE PERFIS E PLACAS DE FECHAMENTO .....	32
<b>3 ESTABILIDADE LATERAL DE PAINÉIS CONFINADOS</b> .....	<b>34</b>
3.1 CONTEXTO HISTÓRICO .....	34
3.2 ESTUDOS SOBRE PAINÉIS DE CISALHAMENTO .....	36
<b>3.2.1 American Iron and Steel Institute AISI (1997)</b> .....	<b>36</b>
<b>3.2.2 Tian, Wang e Lu (2004)</b> .....	<b>39</b>
<b>3.2.3 Lange e Naujoks (2007)</b> .....	<b>46</b>
<b>3.2.4 Baran e Alica (2012)</b> .....	<b>50</b>
<b>3.2.5 Liu, Peterman e Schafer (2014)</b> .....	<b>53</b>
<b>3.2.6 Niari, Rafezy e Abedi (2015)</b> .....	<b>59</b>
3.3 COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES .....	66
<b>3.3.1 Vieira Jr. e Schafer (2012)</b> .....	<b>66</b>
<b>3.3.2 Peterman, Nakata e Schafer (2014)</b> .....	<b>73</b>
3.4 MODELOS SIMPLIFICADOS PARA PAINÉIS DE CISALHAMENTO .....	76
<b>3.4.1 Vitor (2012)</b> .....	<b>76</b>
<b>3.4.2 Leng, Schafer e Buonopane (2012)</b> .....	<b>78</b>
3.5 EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM <i>LIGHT STEEL FRAMING</i> .....	80
3.6 DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ADMISSÍVEIS .....	84
<b>4 ANÁLISE NUMÉRICA VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS</b> .....	<b>85</b>
4.1 ASPECTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA .....	85
<b>4.1.1 Critérios Gerais para Análise Não Linear</b> .....	<b>86</b>
<b>4.1.2 Elementos Finitos Utilizados</b> .....	<b>87</b>
<b>4.1.3 Caracterização dos Elementos de Ligação</b> .....	<b>89</b>
4.1.3.1 Formulação do Elemento .....	91
4.1.3.2 Modelo Multilinear <i>Pinching4</i> .....	93
4.2 PARTICULARIDADES DO MODELO NUMÉRICO .....	94

<b>4.2.1 Geometria do Modelo</b> .....	<b>94</b>
<b>4.2.2 Vinculações do Modelo</b> .....	<b>96</b>
<b>4.2.3 Ligações Parafusadas</b> .....	<b>98</b>
<b>4.2.4 Considerações para os Materiais</b> .....	<b>100</b>
4.2.4.1 Materiais Idealizados por Ngo (2014).....	100
4.2.4.2 Materiais Idealizados por Ding (2015) .....	101
<b>4.3 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS</b> .....	<b>103</b>
<b>4.3.1 Idealizações Propostas por Ngo (2014)</b> .....	<b>103</b>
<b>4.3.2 Idealizações Propostas por Ding (2015)</b> .....	<b>106</b>
<b>4.3.3 Análise Comparativa entre os Modelos de Mola</b> .....	<b>108</b>
<b>5 MODELO SIMPLIFICADO PARA PAINÉIS DE CISALHAMENTO</b> .....	<b>111</b>
5.1 MODELO DE DIAGONAIS EQUIVALENTES.....	111
<b>5.1.1 Aplicação do Modelo de Diagonais Equivalentes</b> .....	<b>114</b>
5.2 MODELO DE MOLAS EQUIVALENTES.....	120
<b>5.2.1 Aplicação do Modelo de Molas Equivalentes</b> .....	<b>122</b>
<b>6 CONCLUSÕES</b> .....	<b>127</b>
6.1 DISCUSSÕES E CONSIDERAÇÕES .....	127
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	129
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>130</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A indústria da construção de habitações no Brasil ainda é caracterizada pela utilização de sistemas construtivos predominantemente artesanais, tendo como característica a baixa produtividade e principalmente o grande desperdício de materiais. Porém, o mercado tem sinalizado que esta situação deve ser alterada e que o uso de novas tecnologias é a melhor forma de permitir a industrialização e a racionalização dos processos (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012).

Ao analisar a indústria da construção civil nacional ao longo do tempo, observam-se mudanças pouco expressivas e uma evolução muito lenta das tecnologias, dos processos construtivos e da gestão organizacional. No entanto, a busca constante por maior produtividade e por melhor qualidade imposta pela concorrência de mercado vêm mudando a mentalidade da indústria de obras civis no país, que a partir de uma visão sistêmica da construção, tem optado por sistemas industrializados em busca da otimização de custos, da redução do tempo de obra e da melhoria da eficiência dos processos.

De acordo com Pedrosa (2015), a industrialização se caracteriza pela aplicação da tecnologia nos meios de produção, pelos quais pode-se atingir a racionalização por meio do máximo aproveitamento de materiais, tempo e esforço durante os processos construtivos. Para tanto, é necessário que o processo de produção esteja condizente com as condições reais de execução a fim de garantir a otimização dos sistemas com o máximo de eficiência.

Todavia, para que a construção industrializada possa ser uma solução tangível no cenário brasileiro, Sales (2001) ressalta que é necessário que se desenvolvam sistemas viáveis e compatíveis com os condicionantes nacionais. O autor salienta que a opção por novos conceitos tecnológicos deve considerar as condições sociais e climáticas do país, de forma a consolidar o sistema construtivo como uma solução confiável e eficiente.

Nesse contexto, as estruturas compostas por perfis de aço formados a frio se apresentam como uma solução técnica viável ao mercado da construção civil, podendo apresentar resultados expressivos de qualidade e eficiência. Esses elementos apresentam grande versatilidade para aplicação em edificações de

pequeno à médio porte, podendo adquirir seções transversais bastante variadas após o processo de dobramento a frio. Tais benefícios aliados ao crescente desenvolvimento de produtos siderúrgicos no país vêm ampliando as alternativas de soluções construtivas disponíveis, permitindo a aplicação de novos conceitos na busca da agilidade e economia exigidas pelo mercado.

Uma das aplicações dos perfis de aço formados a frio está na composição da estrutura de um sistema construtivo já bastante consolidado em países de primeiro mundo: o *Light Steel Framing* (LSF). Segundo Rodrigues e Caldas (2016), o LSF é um sistema construtivo de concepção racional, que tem como principal característica uma estrutura constituída por perfis de aço galvanizado de pequena espessura formados a frio. Esse sistema se caracteriza por possuir um conceito de industrialização altamente desenvolvido, possibilitando um processo de construção de alta eficiência e grande rapidez de execução.

Embora seja considerada uma tecnologia recente, Santiago, Freitas e Crasto (2012) destacam que a origem do *Light Steel Framing* remonta ao início do século XIX, tendo como conceito inicial as habitações em madeira construídas pelos colonizadores americanos. Para atender ao crescimento populacional naquela época, foi necessário empregar métodos construtivos mais rápidos e produtivos, tendo como base os recursos florestais disponíveis na região. Cerca de um século depois, em 1933, com o desenvolvimento da indústria do aço nos Estados Unidos, foi lançado na Feira Mundial de Chicago o protótipo da primeira residência construída pelo sistema *Light Steel Framing*, na qual foram empregados perfis leves de aço em substituição à estrutura de madeira (FRECHETTE, 1999).

De acordo com Santiago, Freitas e Crasto (2012), a evolução nos processos de fabricação de perfis formados a frio, além do seu uso em substituição aos de madeira, foram impulsionados devido ao crescimento da economia americana e a abundância na produção de aço após a Segunda Guerra Mundial. A grande resistência e eficiência estrutural do aço, associadas a capacidade da estrutura em resistir a catástrofes naturais, foram fatores determinantes para consolidar o sistema *Light Steel Framing* no cenário da construção civil americana.

Assim como nos Estados Unidos, as primeiras edificações em LSF no Japão começaram a surgir após a Segunda Guerra Mundial, quando foi necessária a reconstrução de quatro milhões de residências destruídas por bombardeios. A estrutura de madeira das residências havia sido um fator agravante nos incêndios

que se alastravam durante os ataques, levando o governo japonês a restringir o uso da madeira em construções autoportantes, com o intuito de proteger os recursos florestais do país e promover construções não inflamáveis. Para se adaptar ao novo cenário, a indústria de aço japonesa iniciou a produção de perfis leves de aço como um substituto para os produtos estruturais da madeira, elevando o patamar industrial do país e tornando-o referência quando se trata de construções em perfis leves de aço (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012).

Segundo Rodrigues e Caldas (2016), o emprego do sistema *Light Steel Framing* apresenta uma série de vantagens em relação ao sistema construtivo tradicionalmente utilizado no Brasil. A redução no prazo de execução da obra, a durabilidade e redução do peso da estrutura, a maior precisão de montagem dos componentes estruturais, a minimização do desperdício de material, além das propriedades do aço como material reciclável e incombustível são alguns dos benefícios que permitem ao sistema ser bastante competitivo no mercado nacional.

Diante disso, o sistema *Light Steel Framing* (LSF) se revela como uma alternativa viável ao sistema construtivo convencional, tendendo a superar as barreiras culturais e se consolidar no mercado da construção civil brasileira nos próximos anos. Nesse aspecto, torna-se fundamental o estudo a respeito do comportamento dos diferentes componentes estruturais que constituem o sistema, tendo em vista a otimização do aproveitamento dos materiais e a garantia do nível de segurança adequado para o projeto.

## 1.2 JUSTIFICATIVA E CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

O conceito principal do projeto segundo o sistema construtivo *Light Steel Framing* é dividir a estrutura em vários elementos estruturais, de maneira que cada um resista a uma pequena parcela da força total aplicada. Os painéis autoportantes que compõem a estrutura do sistema são constituídos por perfis leves de aço galvanizado formados a frio, os quais são normalmente revestidos externamente com placas de OSB (*Oriented Strand Board*) e internamente com fechamento em placas de gesso acartonado ou placas cimentícias.

De acordo com Rodrigues e Caldas (2016), o emprego de placas estruturais de OSB como diafragma rígido em painéis do sistema LSF têm sido alvo de diversas pesquisas recentes. Esse material possui boas propriedades mecânicas que podem

conferir aos painéis a capacidade de resistir aos esforços horizontais e gravitacionais devido ao aumento da rigidez do reticulado metálico. Todavia, os autores salientam que essas propriedades devem ser informadas e garantidas pelos respectivos fabricantes ou instituições de pesquisa, de modo que o efeito de diafragma obtido com o uso das placas de fechamento seja caracterizado devidamente nos modelos analíticos aplicáveis à análise estrutural da edificação.

Estudos realizados pela *North American Steel Framing Alliance* (NASFA, 1998) já buscavam avaliar o comportamento estrutural de painéis confinados, tendo como base resultados de ensaios de diversas configurações de painéis submetidos à esforços gravitacionais e horizontais. Outra pesquisa bastante relevante foi a de Tian, Wang e Lu (2004), que realizaram uma série de ensaios ao cisalhamento em painéis sem contraventamento, painéis contraventados com diagonais de aço e painéis com fechamento em placas de OSB e com placas cimentícias.

O efeito do confinamento dos perfis obtido com o uso das placas de OSB também foi estudado por Bevilaqua (2005), que realizou uma pesquisa utilizando simulações numéricas via método dos elementos finitos (MEF) para determinar a contribuição do fechamento na estabilidade lateral de edifícios residenciais de múltiplos pavimentos em *Light Steel Framing*. Em seu estudo, a autora demonstrou que a utilização de placas de OSB atuando como diafragmas rígidos horizontais e verticais é bastante positiva, concluindo que os métodos convencionais de cálculo resultam em uma previsão conservadora da resposta da estrutura.

Recentemente, Vitor (2012) desenvolveu uma pesquisa utilizando os dados experimentais oriundos dos trabalhos realizados pelo *American Iron Steel Institute* (AISI, 1997) e por Tian, Wang e Lu (2004). Partindo de um estudo paramétrico realizado com modelos numéricos com base no método dos elementos finitos, o autor propôs em seu trabalho um modelo analítico a partir do método da diagonal equivalente para painéis compostos por placas de OSB. Essa estratégia permite que a modelagem dos painéis seja realizada apenas com elementos de barra, apresentando-se como uma alternativa mais adequada ao cotidiano de escritórios de projetos devido à rapidez de modelagem e processamento.

Apesar dos estudos recentes sobre o tema, Rodrigues e Caldas (2016) destacam que a metodologia de cálculo dos perfis que compõem a estrutura do sistema LSF ainda apresenta limitações, uma vez que o método corrente não considera devidamente a restrição lateral dos perfis de aço devido ao seu

confinamento pelas placas de fechamento. Embora muitos projetistas levem em conta o efeito de diafragma rígido proporcionado pelas placas aos painéis, o autor ressalta que ainda há pouco embasamento científico, não existindo normatização nacional para a consideração adequada desse elemento no cálculo dos perfis.

Portanto, visto que os procedimentos convencionais de cálculo para esta situação se mostram conservadores, a consideração da contribuição de todos os elementos que compõem os painéis na análise estrutural pode resultar em vantagens econômicas, tais como a redução do tempo de obra e a otimização do aproveitamento dos materiais. Nesse sentido, a concepção de um modelo simplificado fornece uma alternativa melhor adaptada ao tempo disponível dos projetistas, uma vez que trata-se de um método prático e eficiente para caracterizar a contribuição das placas de fechamento na modelagem de uma edificação.

### 1.3 OBJETIVOS DO TRABALHO

#### 1.3.1 Objetivo Geral

Apresentar uma estratégia para análise numérica de painéis de cisalhamento do sistema *Light Steel Framing* e desenvolver um modelo analítico simplificado capaz de simular apropriadamente a contribuição das placas de fechamento na rigidez e na resistência lateral da estrutura.

#### 1.3.2 Objetivos Específicos

1) Definir uma estratégia de análise numérica não linear capaz de caracterizar adequadamente a interação dos diferentes componentes estruturais que constituem um painel de cisalhamento isolado.

2) Obter um modelo numérico por meio do *software ANSYS Release 19.0* para reproduzir a resposta experimental de um painel submetido ao esforço horizontal no seu plano, cujas características permitam a consideração do comportamento não linear das ligações parafusadas entre os perfis e as placas de fechamento.

3) Apresentar um modelo analítico com base no método de diagonais equivalentes capaz de caracterizar a contribuição de rigidez e resistência lateral fornecida pelas placas de OSB aos painéis de cisalhamento.

## 1.4 METODOLOGIA

A concepção do presente trabalho partiu inicialmente de uma breve revisão bibliográfica referente aos principais estudos relacionados ao tema na atualidade, desenvolvendo-se a partir de publicações e manuais de procedimentos para obtenção de informações pertinentes ao que se pretende estudar. Nesse contexto, foram apresentados os conceitos básicos do sistema construtivo *Light Steel Framing*, elucidando suas características para melhor compreensão dos diferentes elementos que integram os painéis estruturais.

De modo geral, deseja-se obter uma metodologia de cálculo simplificada para o projeto de painéis de cisalhamento do sistema *Light Steel Framing*, na qual será incorporada a influência das placas de fechamento na estabilização lateral da estrutura. Para tanto, o estudo partiu de uma abordagem numérica via método dos elementos finitos, na qual utilizou-se o *software ANSYS Academic Research Mechanical, Release 19.0*, como ferramenta para a simulação do comportamento estrutural de um painel isolado submetido a carregamento lateral monotônico.

Para atingir o nível de precisão desejado, o modelo numérico proposto contemplou o uso de molas translacionais para simular o comportamento das ligações parafusadas entre os perfis e o material de fechamento. Essa particularidade foi implementada no modelo por meio de uma curva multilinear, cujo comportamento foi estabelecido em função dos resultados experimentais obtidos a partir dos ensaios locais conduzidos por Peterman, Nakata e Schafer (2014).

A partir dos dados obtidos no estudo numérico foi possível colocar em prática a fase subsequente da pesquisa, na qual foi apresentado um modelo simplificado capaz de reproduzir o efeito de contraventamento obtido com o uso das placas de fechamento. Esse modelo é complementar ao proposto por Pedrosa (2015), tendo como conceito fundamental a substituição do material de fechamento por elementos de mola, o que possibilita uma modelagem com maior simplicidade e menor esforço computacional.

## 2 LIGHT STEEL FRAMING

### 2.1 CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA

De acordo com Santiago, Freitas e Crasto (2012), o *Light Steel Framing* (LSF) é um sistema construtivo de concepção racional caracterizado por possuir uma estrutura constituída por perfis de aço galvanizado de pequena espessura formados a frio. Esse sistema possui um elevado nível de industrialização presente em seus processos, o que possibilita uma construção a seco de alta eficiência e com grande rapidez de execução.

Essencialmente, o sistema *Light Steel Framing* é composto por diversos componentes e elementos individuais, que quando reunidos, são responsáveis pela integridade estrutural da edificação e por resistir aos esforços que solicitam a estrutura. Tais elementos são empregados para a composição de painéis autoportantes, vigas de piso, tesouras de cobertura, sistemas de contraventamentos e demais componentes conforme pode ser observado na Figura 2.1.

**Figura 2.1 – Estrutura de residência em *Light Steel Framing***



Fonte: Espaço Smart (2017)

De acordo com Santiago, Freitas e Crasto (2012), os painéis autoportantes são responsáveis por distribuir linearmente os esforços e encaminhá-los até a fundação. Conforme pode ser observado na Figura 2.2, esses painéis são compostos por uma grande quantidade de perfis leves de aço denominados montantes, que são dispostos na vertical e separados entre si de 400 mm ou 600 mm de acordo com o cálculo estrutural.

**Figura 2.2 – Painel estrutural em *Light Steel Framing***



Fonte: A Builder's Guide to Steel Frame Construction (2007)

Conforme os autores destacam, existem essencialmente três métodos de construção utilizando o sistema *Light Steel Framing*: o método *Stick*, o método por painéis e o método de construção modular.

No método *Stick* os componentes estruturais como painéis, lajes e tesouras de coberturas são montados dentro do canteiro de obras. Em geral, os perfis costumam vir perfurados para a passagem das instalações elétricas e hidráulicas, de modo que os demais subsistemas possam ser instalados posteriormente à montagem da estrutura. Essa técnica pode ser usada em locais onde a pré-fabricação não é viável, apresentando vantagens como a facilidade de transporte dos materiais até o canteiro e a fácil execução das ligações entre os elementos.

O método *Stick* ainda pode ser subdividido em *Platform* e *Balloon*. Na construção *Stick Balloon* a estrutura do piso é fixada nas laterais dos montantes e os painéis geralmente vão além de um pavimento. Já no método *Stick Platform*, a estrutura é montada sequencialmente um pavimento de cada vez e os painéis não são estruturalmente contínuos. Nesse processo, as vigas de piso são apoiadas sobre o painel de forma que suas almas estejam em coincidência com as almas dos montantes, dando origem ao conceito de estrutura alinhada, ou *in-line framing*.

Em relação ao método por painéis, os elementos estruturais como painéis, lajes e tesouras de cobertura podem ser pré-fabricados fora do canteiro de obras e montados no local. As principais vantagens dessa técnica são a velocidade de montagem, o alto controle de qualidade na produção, a redução do trabalho na obra e o aumento da precisão dimensional devido às condições mais propícias de montagem dos componentes na fábrica.

Já no método de construção modular, as unidades são completamente pré-fabricadas e podem ser entregues no local da obra com todos os acabamentos internos como revestimentos, louças sanitárias, bancadas, metais, instalações hidráulicas e elétricas, entre outras. Esse método é caracterizado pelo alto nível de industrialização, no qual as unidades modulares podem ser agrupadas uma sobre as outras já na forma da construção final.

A estrutura de perfis de aço galvanizado para Santiago, Freitas e Crasto (2012) é o principal elemento do sistema *Light Steel Framing*. Os autores salientam que para compor um conjunto autoportante capaz de resistir aos esforços que solicitam a edificação é necessário que o dimensionamento dos perfis de aço e o projeto estrutural sejam realizados por profissionais especializados, atendendo as prescrições das normas vigentes para perfis de aço formados a frio.

## 2.2 PERFIS FORMADOS A FRIO

As estruturas de aço são compostas por duas famílias de perfis estruturais, divididas em perfis laminados e soldados e perfis formados a frio. O sistema *Light Steel Framing* utiliza em sua estrutura os perfis formados a frio, cuja obtenção advém do processo de dobramento de tiras cortadas de chapas ou bobinas, ou por conformação contínua a partir de matrizes rotativas, sendo ambas as operações realizadas com o aço em temperatura ambiente (RODRIGUES; CALDAS, 2016).

De acordo com Santiago, Freitas e Crasto (2012), a utilização de estruturas de aço compostas por perfis formados a frio está em fase de rápido crescimento devido as diversas vantagens que esses perfis oferecem. Os autores destacam que as vantagens fundamentais são a grande versatilidade, tanto na fabricação de seções bastante variadas, quanto na construção e montagem das estruturas, pois tratam-se de elementos extremamente leves se comparados a outros perfis.

Os perfis típicos empregados no sistema *Light Steel Framing* são obtidos a partir de bobinas de aço zincado de alta resistência (ZAR), as quais são revestidas com zinco ou liga alumínio-zinco pelo processo contínuo de imersão a quente, conhecido como processo de galvanização. As massas mínimas de revestimento são apresentadas no Quadro 2.1.

**Quadro 2.1 – Revestimento mínimo dos perfis estruturais**

Tipo de revestimento	Perfis estruturais	
	Massa mínima do revestimento <sup>(1)</sup> g/m <sup>2</sup>	Denominação do revestimento conforme as seguintes normas
Zincado por imersão a quente	275 (ABNT NBR 7.008-1)	Z275 (ABNT NBR 7.008-1)
Alumínio-zinco por imersão a quente	150 (ABNT NBR 15.578)	AZ150 (ABNT NBR 15,578)

<sup>(1)</sup> A massa mínima refere-se ao total nas duas faces (média do ensaio triplo).

Fonte: ABNT NBR 15.253 (2014)

Santiago, Freitas e Crasto (2012) ressaltam que a resistência de um perfil de aço formado a frio depende da sua espessura, dimensão, forma e limite de elasticidade do aço. As bobinas que constituem a matéria-prima para fabricação dos perfis devem apresentar espessura nominal mínima de 0,80 mm com resistência ao escoamento não inferior a 230 MPa.

Segundo os autores, os perfis mais utilizados no sistema *Light Steel Framing* são os que possuem seção transversal tipo U (U simples), Ue (U enrijecido), cantoneira e cartola. O perfil U utilizado como guias possui alma e mesa, porém, não possui borda, que está presente nos perfis Ue. Os perfis U ainda apresentam largura da alma maior que a do perfil Ue, a fim de permitir o encaixe deste no perfil U. A cantoneira normalmente é utilizada em conexões de elementos e o cartola é

comumente empregado como ripas de telhado. O Quadro 2.2 apresenta as designações e aplicações das principais seções transversais de perfis de aço formados a frio utilizadas no sistema LSF.

**Quadro 2.2 – Designações e aplicações dos perfis de aço formados a frio**

Seção Transversal	Denominação ABNT NBR 6.355	Utilização
	U simples $U\ b_w \times b_f \times t_n$	Guia Ripa Bloqueador Sanefa
	U enrijecido $U_e\ b_w \times b_f \times D \times t_n$	Bloqueador Enrijecedor de alma Montante Verga Viga
	Cartola $Cr\ b_w \times b_f \times D \times t_n$	Ripa
	Cantoneira de abas iguais $L\ b_f \times b_f \times t_n$	Borda para fôrma Ligações

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15.253 (2014)

De acordo com Rodrigues e Caldas (2016), os perfis constituídos por chapas finas de aço obtidos por conformação a frio apresentam uma modificação em seu comportamento estrutural em relação aos perfis tradicionais. Devido aos perfis formados a frio apresentarem usualmente pequenas espessuras em relação a sua

largura, estes elementos quando sujeitos a esforços axiais, ou normais, ou uma combinação entre ambos, tendem a perder a estabilidade em níveis de tensões menores que aquele correspondente a resistência ao escoamento do material.

Os autores destacam, que os perfis constituídos por chapas finas não irão necessariamente entrar em colapso quando sua tensão convencional de flambagem elástica, também chamada de tensão crítica, for alcançada. Estes elementos geralmente tem a capacidade de suportar forças adicionais além daquela correspondente a ocorrência da flambagem local. Em vista dessa reserva de força resistente, os elementos esbeltos atingem valores de força última superiores a força axial de flambagem elástica, apresentando um comportamento pós-crítico estável antes de atingir a ruptura.

Sabe-se ainda que nos perfis formados a frio pode ocorrer a interação entre os efeitos devidos aos modos de flambagem local e distorcional associados a um dos modos globais de uma barra comprimida. Segundo Silva e Pierin (2014), esta interação leva a uma redução da capacidade portante da barra, podendo o estado limite último ocorrer por colapso súbito da peça, indicando um comportamento pós-crítico instável. Os autores salientam que a sensibilidade a este tipo de colapso depende da relação entre as forças de flambagem local e global da barra, podendo estar relacionada também a amplitude de suas imperfeições geométricas iniciais.

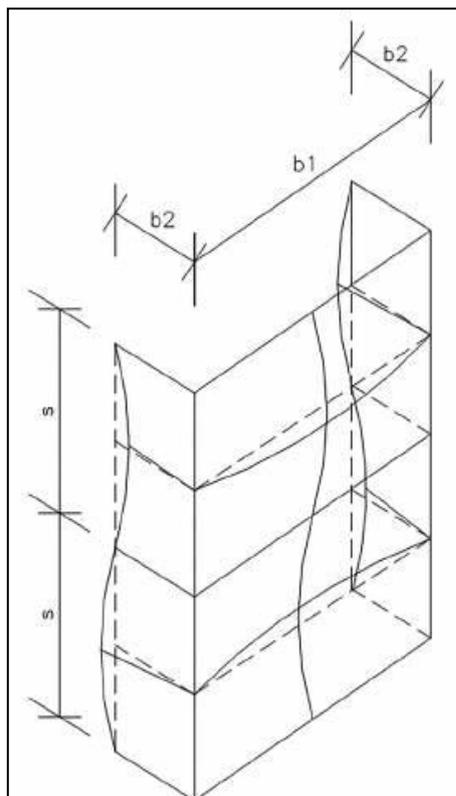
De acordo com Rodrigues e Caldas (2016), o tratamento matemático do comportamento pós-crítico estável das chapas esbeltas é considerado bastante trabalhoso devido a complexidade do problema. Segundo os autores, os métodos numéricos, tais como o método dos elementos finitos (MEF) e o método das faixas finitas (MFF), apresentam-se como uma opção eficaz para se obter a previsão do comportamento pós-crítico destes elementos. Outra alternativa é a utilização de previsões teóricas com base no método das larguras efetivas (MLE) e no método da seção efetiva (MSE), observando as limitações impostas por suas metodologias.

Conforme Silva e Pierin (2014) destacam, as peças excessivamente esbeltas possuem uma tensão crítica de flambagem global muito pequena, o que caracteriza a perda de estabilidade em níveis de tensões menores que aquela correspondente a tensão crítica de flambagem local. Nesses casos, o cálculo da seção efetiva resulta na própria seção bruta, razão pela qual o esforço resistente do perfil é determinado pela instabilidade global.

Em contrapartida, os autores ressaltam que em peças curtas submetidas ao esforço axial de compressão, a tensão crítica de flambagem global é bastante elevada e o esforço resistente do perfil é determinado pela instabilidade local. Quando o perfil está sujeito apenas à flambagem local, as arestas comuns entre os seus elementos permanecem retas, os ângulos entre os elementos adjacentes do perfil permanecem com seus valores invariáveis e os elementos flambam segundo uma sucessão de meias ondas senoidais de comprimentos iguais.

A Figura 2.3 apresenta um perfil curto de seção U com elementos esbeltos submetido à compressão centrada, no qual pode ser observada ao longo da sua direção longitudinal a formação de meias ondas senoidais de comprimento “S” devido ao desenvolvimento do modo de flambagem local.

**Figura 2.3 – Flambagem dos elementos de um perfil U sujeito a compressão**



Fonte: Manual Steel Framing: Engenharia (2016)

Além de flambagem local dos elementos de uma barra curta constituída por chapa esbelta, Rodrigues e Caldas (2016) destacam que deve-se levar em conta a possibilidade da ocorrência da flambagem distorcional, que pode ocorrer para níveis de força menores que aqueles correspondentes a flambagem local.

Segundo os autores, a probabilidade de ocorrer flambagem local de chapa ou flambagem distorcional depende da forma e das dimensões dos elementos que formam a seção transversal do perfil. Nesse sentido, um perfil Ue, por exemplo, pode apresentar distorção de toda a seção transversal ou flambagem local iniciada pela instabilidade das mesas ou da alma.

Para um melhor entendimento do fenômeno da distorção, pode-se recorrer à bibliografias especializadas. Mesmo sendo um tema tratado só recentemente por algumas normas técnicas internacionais, a ABNT NBR 14.762:2010 já inclui em seu texto as prescrições para o dimensionamento de barras com seção transversal sujeitas a flambagem distorcional.

Na sua aplicação prática, sabe-se que os painéis do sistema *Light Steel Framing* são constituídos por perfis formados a frio confinados por placas estruturais, compondo as paredes da edificação. No entanto, como já foi justificado no presente trabalho, a maioria das bibliografias sobre o assunto tratam somente do cálculo de perfis isolados, não levando em consideração a contribuição das placas na análise estrutural devido a ausência de uma normatização específica sobre o assunto.

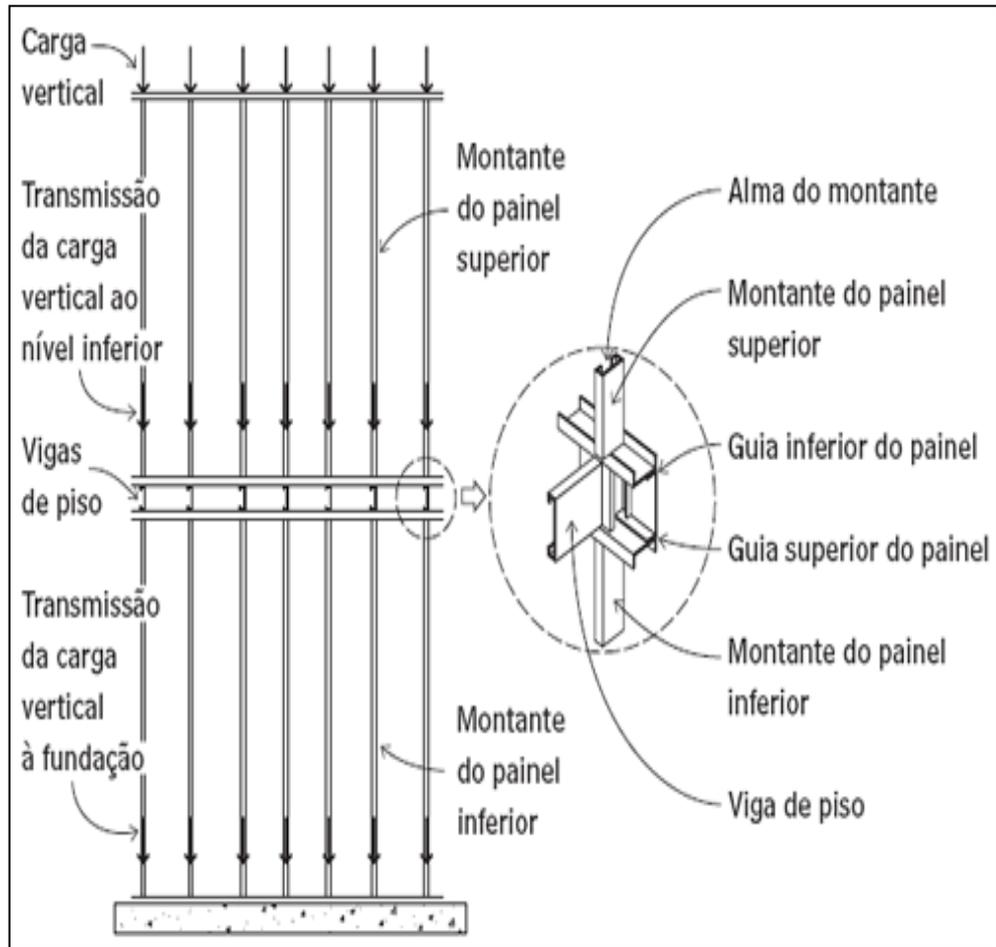
### 2.3 PAINÉIS AUTOPORTANTES

De acordo com Santiago, Freitas e Crasto (2012), os painéis no sistema *Light Steel Framing* são considerados estruturais quando possuem a função de suportar as cargas que solicitam a edificação. O sistema também é composto por painéis não estruturais, os quais exercem a mesma função das paredes das construções convencionais, destinando-se apenas ao seu fechamento e isolamento.

Segundo os autores, os painéis estruturais são responsáveis por distribuir os esforços linearmente ao longo da sua extensão e encaminhá-los até as fundações. Esses esforços podem ser originados tanto de cargas horizontais oriundas da ação do vento ou da atividade sísmica, como de cargas verticais provenientes do peso próprio de elementos construtivos e da sobrecarga de utilização.

Para composição dos painéis estruturais são empregados perfis de seção Ue denominados montantes, os quais são normalmente espaçados de 400 mm ou 600 mm. Conforme pode ser observado na Figura 2.4, os montantes transferem as cargas verticais por contato direto através de suas almas, estando suas seções em coincidência de um nível a outro, dando origem ao conceito de estrutura alinhada.

Figura 2.4 – Transmissão da carga vertical à fundação

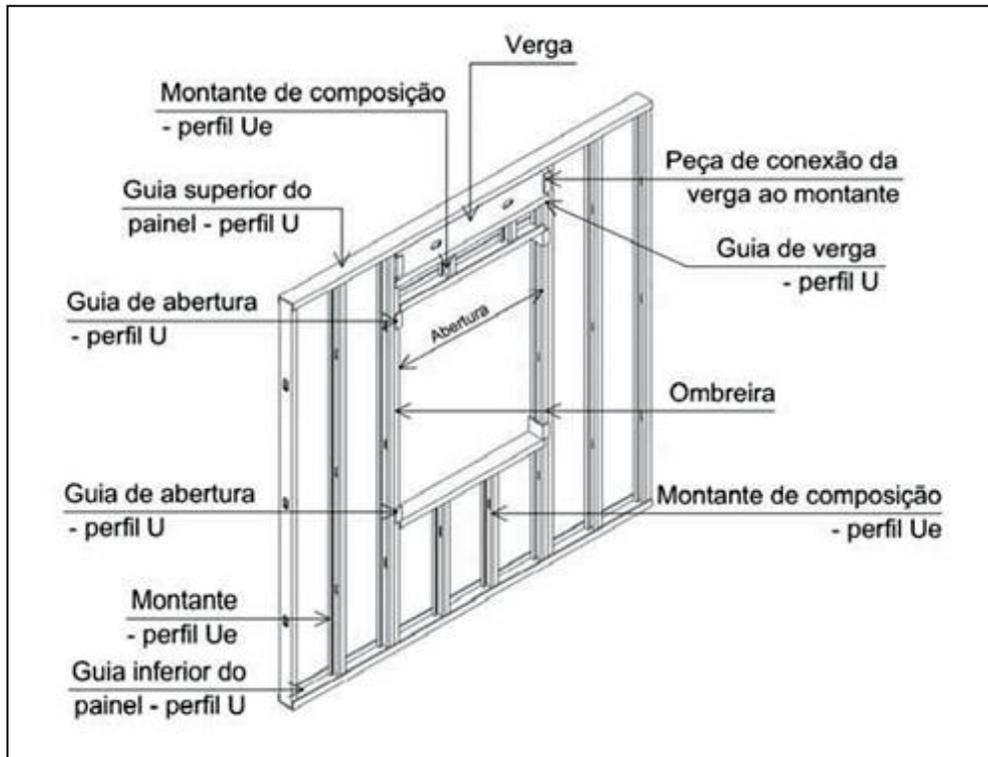


Fonte: Manual Steel Framing: Arquitetura (2012)

Os autores ainda destacam que os montantes são ligados em seus extremos inferiores e superiores por perfis de seção U denominados guias, que possuem a função de acoplar os montantes a fim de constituir um quadro estrutural. Além das guias e montantes, os painéis estruturais no sistema *Light Steel Framing* podem ser compostos por outros elementos estruturais como vergas, ombreiras, bloqueadores e contraventamentos com fitas de aço galvanizado.

As vergas são elementos estruturais utilizados em decorrência da existência de aberturas nos painéis estruturais, sendo responsáveis por redistribuir o carregamento dos montantes interrompidos para os montantes que delimitam o vão denominados ombreiras. Já os bloqueadores são elementos constituídos por perfis U e Ue posicionados entre os montantes, formando um sistema de travamento horizontal com a função de enrijecer a estrutura do painel. A Figura 2.5 mostra o esquema de um painel estrutural e alguns de seus componentes.

Figura 2.5 – Desenho esquemático de painel estrutural com abertura



Fonte: Manual Steel Framing: Arquitetura (2012)

Conforme Santiago, Freitas e Crasto (2012) destacam, o reticulado metálico constituído isoladamente por guias e montantes não possui a capacidade de resistir aos esforços horizontais que solicitam a edificação. Esses esforços, frequentemente gerados pela pressão do vento, podem provocar a perda de estabilidade lateral da estrutura e até mesmo levá-la ao colapso.

Para que isso seja evitado, os autores orientam que deve-se fornecer a estrutura elementos capazes de transferir esses esforços para as fundações. Nesse contexto, o uso de fitas de aço galvanizado como contraventamento e a utilização de fechamentos com placas estruturais atuando como diafragmas rígidos no plano vertical dos painéis, destacam-se como os métodos mais eficientes na estabilização lateral da estrutura em *Light Steel Framing*.

De acordo com o manual de procedimentos da ConsulSteel (2002), as fitas metálicas responsáveis pelo contraventamento lateral de um painel devem ser dimensionadas para que o esforço de tração resultante da decomposição do esforço horizontal seja transmitido na direção da diagonal. Conforme pode ser observado na Figura 2.6, as fitas são fixadas em "X" na face interna do painel, sendo tensionadas durante a instalação a fim de evitar folgas que comprometam seu desempenho.

Figura 2.6 – Painel com contraventamento em “X”



Fonte: Manual Steel Framing: Arquitetura (2012)

De acordo com o manual, a capacidade do contraventamento em resistir aos esforços horizontais está relacionada diretamente ao ângulo em que a fita é instalada. Em seu estudo, Scharff (1996) já havia observado que quanto menor for o ângulo formado entre a base do painel e a diagonal, menor será a tensão na fita metálica, resultando em uma menor eficiência do sistema de contraventamento em evitar deformações. Logo, o autor recomenda que a inclinação da fita metálica deverá estar compreendida entre 30° e 60° para que o sistema de contraventamento apresente o desempenho esperado na estabilização lateral da estrutura.

#### 2.4 PLACAS DE FECHAMENTO

De acordo com Santiago, Freitas e Crasto (2012), o sistema *Light Steel Framing* possibilita o emprego de vedações racionalizadas a fim de promover maior grau de industrialização na construção. Os componentes de fechamento devem ser constituídos por elementos leves, compatíveis com o conceito do sistema estrutural. Estes elementos são posicionados externamente à estrutura e juntamente aos perfis de aço galvanizado formam as paredes internas e externas da edificação.

Segundo os autores, a modulação típica do sistema é dimensionada para uma melhor otimização do uso das placas estruturais. Estes elementos possuem dimensões padronizadas, podendo apresentar diferentes espessuras. No mercado nacional, os materiais mais utilizados para o fechamento de construções em LSF são o OSB (*Oriented Strand Board*), as placas cimentícias e o gesso acartonado.

Conforme pode ser observado na Figura 2.7, as placas de OSB podem ser empregadas para composição do fechamento vertical de painéis, para forros, pisos e como substrato para cobertura do telhado. Esse material possui boas propriedades mecânicas que possibilitam seu uso como diafragma rígido quando aplicado aos painéis estruturais e lajes de piso.

**Figura 2.7 – Edificação com fechamento externo em placas de OSB**



Fonte: Espaço Smart (2017)

No entanto, devido a suas características, as placas de OSB devem receber uma proteção impermeável quando expostas às intempéries. Normalmente, esse acabamento é realizado com uma manta de polietileno de alta densidade, que além de garantir a estanqueidade das paredes, permite a passagem da umidade dos ambientes internos para o exterior, evitando a condensação dentro dos painéis.

Segundo Santiago, Freitas e Crasto (2012), as placas cimentícias podem ser utilizadas como fechamento externo ou interno dos painéis, sendo ideais para áreas molháveis e expostas às intempéries. O uso desse fechamento implica em diversas vantagens, uma vez que as placas cimentícias possuem elevada resistência a impactos, baixo peso próprio e grande resistência à umidade. Essas placas são comercializadas com dimensão fixa de 1,20 m de largura, podendo apresentar espessuras variadas conforme a função e aplicação indicadas no Quadro 2.3.

**Quadro 2.3 – Relação entre espessura e aplicação da placa cimentícia**

<b>Espessura da Placa</b>	<b>Aplicação Usual</b>
<b>6 mm</b>	Podem ser aplicadas em divisórias leves e paredes secas internas, onde não existam aplicações de cargas suportadas diretamente pela placa.
<b>8 mm</b>	Podem ser aplicadas em divisórias leves e paredes internas e externas, em áreas secas e úmidas, podendo existir aplicações de cargas suportadas pela placa.
<b>10 mm</b>	Utilizadas para áreas secas e molhadas, internas ou externas. Ideal para paredes estruturais, melhorando a resistência contra impactos, aplicações de carga e isolamentos termo-acústicos.

Fonte: Manual Steel Framing: Arquitetura (2012)

De acordo com os autores, para se obter o melhor desempenho do fechamento com placas cimentícias, deve-se executar o acabamento adequado observando as condições de aplicação indicadas no Quadro 2.3. Recomenda-se a aplicação de uma demão de selador de base acrílica na face de paredes expostas às intempéries, além da previsão de um sistema de impermeabilização nas junções da parede com o piso a fim de evitar a infiltração de água para dentro do painel.

Outra opção de fechamento bastante utilizada no sistema *Light Steel Framing* são as placas de gesso acartonado (*Drywall*). Esses elementos são caracterizadas pela sua leveza e por não possuir função estrutural, tendo em vista apenas a compartimentação e a separação de espaços internos das edificações. As placas normalmente possuem largura de 1,20 m, e espessuras de 9,5 mm, 12,5 mm e 15 mm, sendo disponibilizadas como placas *Standard* para áreas secas (ST), placas resistentes à umidade (RU) e placas resistentes ao fogo (RF).

## 2.5 LIGAÇÕES

De acordo com Santiago, Freitas e Crasto (2012), existe uma ampla variedade de ligações e conexões para estruturas de aço e seus componentes. Os parafusos autoatarraxantes e autopercutores são as ligações mais utilizadas no sistema LSF, os quais são disponibilizados em uma série de tamanhos que vão do nº 6 ao nº 14. Esses elementos ainda contam com uma proteção em zinco a fim de evitar a corrosão e manter características similares à estrutura galvanizada.

Segundo os autores, os parafusos autoatarraxantes podem apresentar ponta broca ou ponta agulha, a qual é definida a partir da espessura da chapa que se pretende perfurar. O parafuso ponta broca é recomendado para ligações de perfis estruturais e conexões de várias camadas de materiais, enquanto o parafuso ponta agulha geralmente é utilizado em chapas menos espessas, sendo recomendado para as ligações dos perfis de aço não estruturais empregados no sistema *Drywall*.

Conforme é apresentado na Figura 2.8, o tipo de material a ser fixado determina ainda o tipo de cabeça do parafuso, que pode ser do tipo lentilha e sextavada para ligações entre perfis de aço e do tipo trombeta para fixação dos materiais de fechamento ao reticulado metálico.

**Figura 2.8 – Parafusos utilizados nas ligações do sistema *Light Steel Framing***



Fonte: Vitor (2012)

Com relação a ancoragem da estrutura às fundações, Scharff (1996) orienta que deve-se empregar dispositivos capazes de evitar os movimentos de translação e tombamento da edificação devido aos esforços oriundos da pressão do vento. A ancoragem química com barra roscada e a expansível com parabolts são as mais utilizadas para essa função, as quais devem ser projetadas de acordo com o tipo de fundação, observando as solicitações que ocorrem na estrutura.

Segundo Santiago, Freitas e Crasto (2012), a ancoragem química consiste na utilização de uma barra roscada fixada no concreto da fundação por meio de perfuração preenchida com resina química. Esse processo origina uma interface resistente entre o dispositivo de ancoragem e o concreto, impedindo os movimentos indesejáveis da estrutura. Os autores destacam que a conexão do dispositivo ao painel é realizada por meio de um acessório de ancoragem, o qual é parafusado ao montante e conectado a guia pela barra roscada conforme mostra a Figura 2.9.

**Figura 2.9 – Detalhe da ancoragem entre a estrutura e a fundação**



Fonte: Manual Steel Framing: Arquitetura (2012)

## 2.6 INTERAÇÃO ENTRE PERFIS E PLACAS DE FECHAMENTO

Conforme já mencionado no presente trabalho, os painéis do sistema *Light Steel Framing* são formados pelo reticulado metálico associado às placas de fechamento. No entanto, a interação entre estes elementos levando em conta a contribuição das placas ainda não é considerada adequadamente a nível de projeto, uma vez que ainda há pouca fundamentação teórica por se tratar de um tema recentemente abordado pela literatura.

Atualmente, o texto da ABNT NBR 14.762:2010 trata somente de métodos para o dimensionamento de perfis isolados, ignorando a restrição lateral dos montantes propiciada pelas placas de fechamento. Diante disso, é comum no meio prático que a análise estrutural dos painéis da edificação seja realizada com a redução do comprimento de flambagem dos perfis, de modo que a contribuição das placas de fechamento possa ser parcialmente considerada no projeto.

De acordo com Vieira Jr. (2011), os métodos de cálculo empregados para o dimensionamento de perfis formados a frio são altamente desenvolvidos quando se trata do projeto de elementos isolados. No entanto, visto que no sistema *Light Steel Framing* os montantes estão confinados por placas de fechamento, o autor destaca que tais metodologias resultam em uma previsão conservadora da carga de ruptura dos perfis, sugerindo que os métodos correntes podem ser otimizados.

Sabe-se que os materiais de fechamento utilizados nas edificações em *Light Steel Framing* são capazes de fornecer um aumento significativo na resistência do painel, uma vez que podem trabalhar como diafragmas rígidos devido a sua capacidade em resistir aos esforços de cisalhamento no seu plano. Para tanto, deve-se empregar placas estruturais cujas características de resistência sejam informadas e garantidas pelos fabricantes, além de seguir as recomendações técnicas normativas para sua correta instalação e fixação aos perfis.

Nesse contexto, o OSB se destaca como o material de fechamento mais eficiente para este fim, apresentando excelentes propriedades mecânicas e boa estabilidade dimensional. O *American Iron and Steel Institute* (AISI, 1997) e a *North American Steel Framing Alliance* (NASFA, 1998) recomendam que a placa de OSB que reveste externamente o painel estrutural deve apresentar espessura mínima de 11,11 mm, enquanto que o revestimento interno de gesso acartonado deve possuir espessura mínima de 12,70 mm.

Para garantir o máximo desempenho do conjunto é necessário que as placas estruturais estejam adequadamente fixadas aos perfis. Nesse sentido, Santiago, Freitas e Crasto (2012) recomendam que os parafusos de fixação das placas aos perfis devem apresentar espaçamento máximo entre si de 150 mm em todo perímetro da placa e de 300 mm ao longo dos montantes intermediários. Os autores salientam que as ligações devem ser executadas observando as recomendações normativas, de modo os perfis de aço e as placas de fechamento possam desenvolver toda a sua capacidade de resistência.

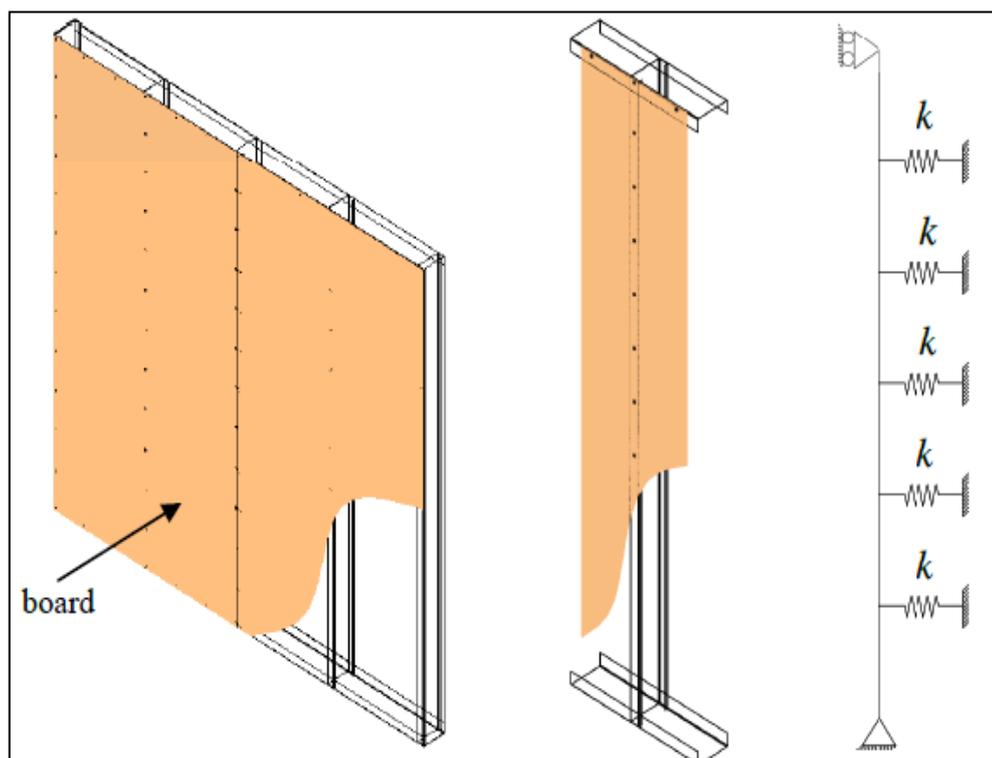
### 3 ESTABILIDADE LATERAL DE PAINÉIS CONFINADOS

#### 3.1 CONTEXTO HISTÓRICO

A capacidade dos painéis do sistema *Light Steel Framing* em resistir a esforços horizontais provenientes da pressão do vento é em sua maioria proporcionada pelas placas de fechamento. Essa capacidade é denominada de efeito diafragma e o painel é considerado um painel de cisalhamento, funcionando como uma espécie de contraventamento para a estrutura.

George Winter e seus colegas em 1947, foram os primeiros a demonstrar o aumento da capacidade resistente dos perfis de aço formados a frio devido a sua interação com as placas de fechamento. Em seus estudos, Winter (1960) expandiu o método de projeto, o qual foi incorporado às especificações do AISI em 1962. A metodologia conhecida como método de Winter ou método local, baseia-se em uma rigidez mínima da ligação entre o perfil e a placa de fechamento, determinada experimentalmente e incorporada a um modelo de flambagem por flexão simples do perfil conforme mostra a Figura 3.1 (VIEIRA JR., 2011).

**Figura 3.1 – Representação da rigidez das ligações entre perfil e revestimento**

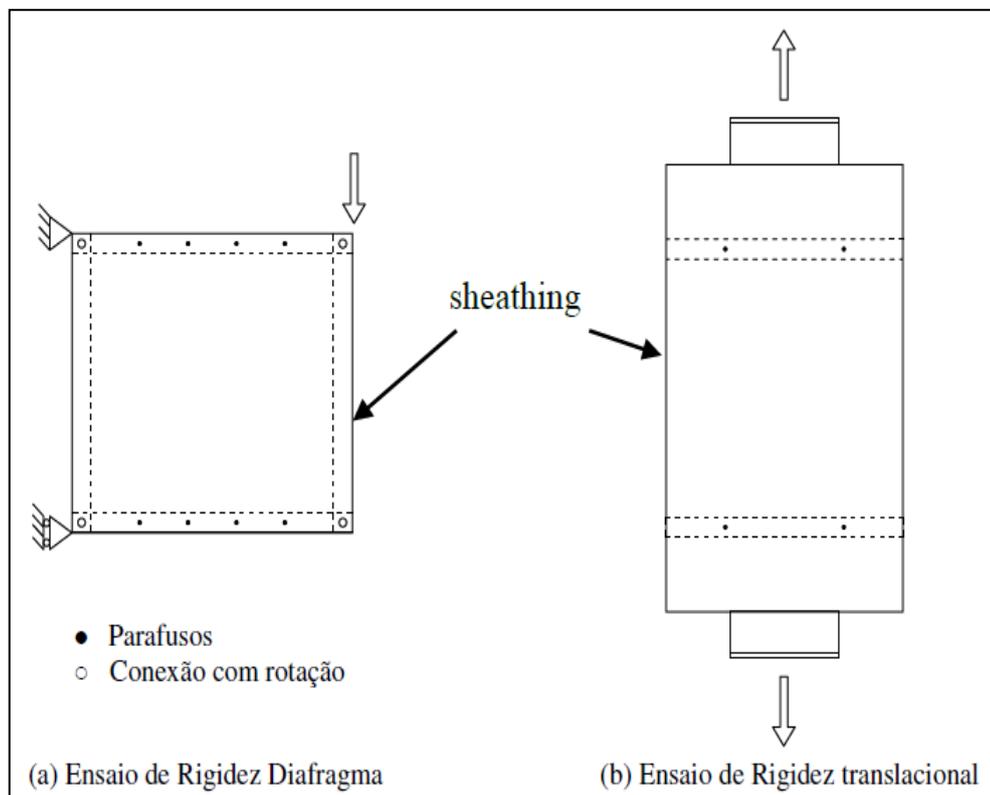


Fonte: Adaptado de Vieira Jr. (2011)

De acordo com Vieira Jr. (2011), o método consiste em garantir que a rigidez dos locais de ligação seja suficiente para impedir a ocorrência de flambagem em torno do eixo de menor inércia do perfil, de modo que o estado limite último (ELU) ocorra em torno do seu eixo de maior inércia devido ao contraventamento propiciado pelas placas de fechamento. No entanto, o método apresenta restrições, uma vez que abrange apenas perfis confinados por um mesmo material de fechamento em ambos os lados. Os requisitos do método embora sejam racionais, também apresentam limitações, pois incluem verificações arbitrárias como a consideração do comprimento de flambagem igual a duas vezes o espaçamento dos parafusos, além de não se aplicar à flambagem lateral com torção, comum em perfis de seção Ue.

Como alternativa ao método local, Simaan e Pekös (1976) desenvolveram uma metodologia que considera a contribuição de rigidez do diafragma para os modos de flambagem por flexão, torção ou lateral com torção. Em seu trabalho, os autores conduziram ensaios de diafragma em substituição aos ensaios translacionais empregados por Winter, os quais foram utilizados para obtenção da rigidez elástica das ligações conforme mostra a Figura 3.2

**Figura 3.2 – Ensaios para obtenção da rigidez lateral de mola das ligações**



Fonte: Adaptado de Vieira Jr. (2011)

Embora os ensaios utilizados apresentem procedimentos distintos, Vieira Jr. (2011) destaca que as diferenças entre as rigidezes de mola obtidas em cada ensaio foram relativamente pequenas. De acordo com o autor, isso ocorre pelo fato da principal contribuição de rigidez no ensaio de diafragma, na maioria das configurações típicas, derivar das deformações locais em torno das ligações parafusadas, o que era contemplado satisfatoriamente pelos ensaios locais simples de Winter. Diante disso, o método de Simaan e Peköz que passou a fazer parte das especificações do AISI em 1980 foi abandonado em 2004, sendo substituído por uma versão simplificada do anterior método de Winter.

Atualmente, as especificações do AISI S211 (AISI, 2007) que determinam as diretrizes para o projeto de painéis constituídos por perfis de aço formados a frio submetidos à compressão ainda apresentam limitações. De acordo com as prescrições da norma, o método de projeto que considera o efeito diafragma proporcionado pelas placas de fechamento somente é aplicável em painéis com o mesmo revestimento em ambos os lados. No entanto, é bastante comum no meio prático a utilização de diferentes materiais de fechamento nas faces dos painéis, sendo necessário nesses casos considerar o material com menor resistência em ambos os lados para se aplicar o método proposto pela norma americana.

Além das limitações destacadas, o projeto de painéis sujeitos ao esforço lateral tratado pelo AISI S213 (AISI, 2007) contém diversos requisitos para sua aplicação devido a natureza empírica do seu método. Essas restrições são impostas devido a metodologia para o cálculo da resistência lateral dos painéis se basear em valores tabelados, sendo necessário que o painel avaliado esteja de acordo com as características contempladas nos ensaios que originaram o método.

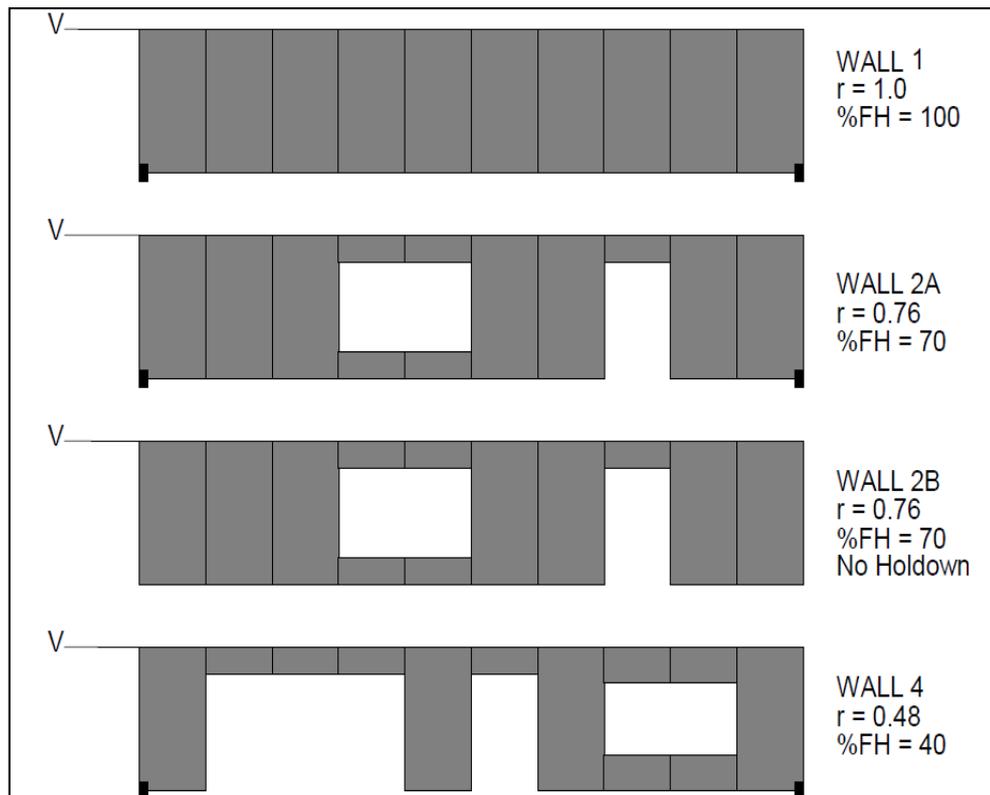
## 3.2 ESTUDOS SOBRE PAINÉIS DE CISALHAMENTO

### 3.2.1 *American Iron and Steel Institute AISI (1997)*

O *American Iron and Steel Institute* (AISI, 1997), através da publicação *Monotonic Tests of Cold-Formed Steel Shear Walls with Openings* (1997), apresentou um estudo contendo resultados de ensaios em escala real de painéis de cisalhamento em *Light Steel Framing* visando avaliar o desempenho e a eficiência dos métodos de cálculo para estas estruturas.

O estudo consistiu na análise de diferentes configurações de painéis para verificar a influência da presença de aberturas tais como portas e janelas, além da contribuição do sistema de ancoragem das extremidades da guia inferior denominado *hold-down*. A Figura 3.3 apresenta as configurações dos painéis ensaiados, indicando a taxa de área revestida pelas placas de fechamento “r” e a porcentagem de placas inteiras utilizadas no painel “FH”.

**Figura 3.3 – Configurações dos painéis de cisalhamento ensaiados**



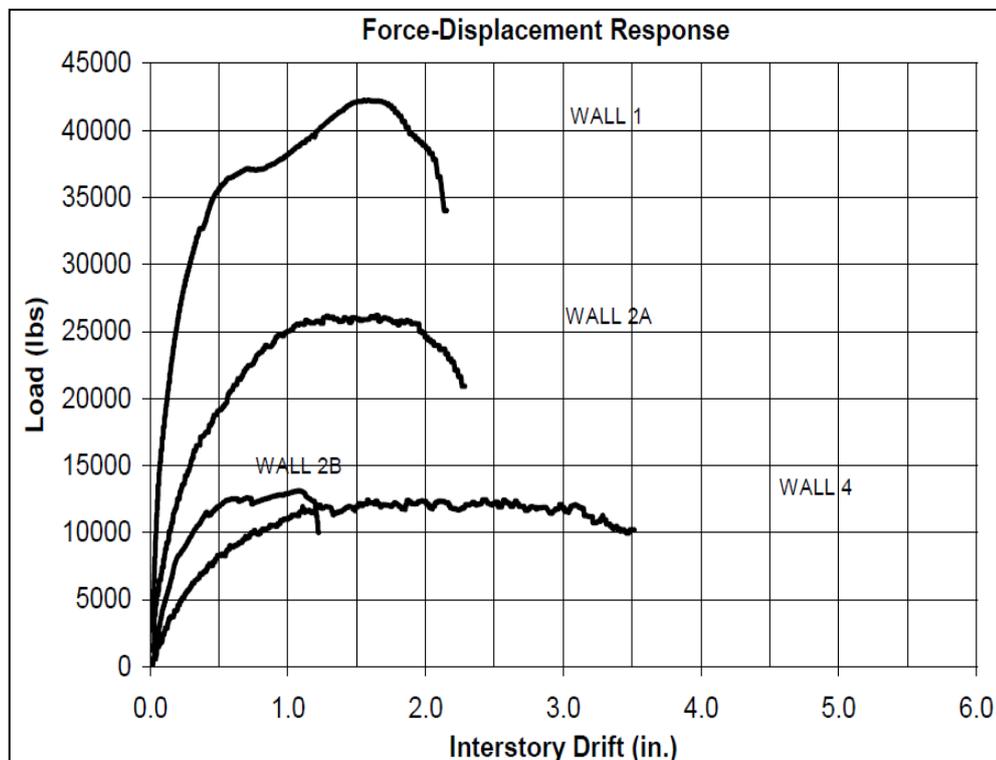
Fonte: American Iron and Steel Institute AISI (1997)

De acordo com o AISI (1997), os ensaios foram realizados em painéis de cisalhamento com largura de 12,20 m e altura de 2,44 m, os quais foram constituídos por montantes espaçados entre si a cada 610 mm. Os painéis foram revestidos externamente com placas de OSB de 11,11 mm de espessura, sendo fixadas ao reticulado metálico por meio de parafusos espaçados a cada 150 mm em todo perímetro da placa e a cada 300 mm nos montantes intermediários. Internamente, utilizou-se revestimento com placas de gesso acartonado de 12,70 mm de espessura, as quais foram fixadas a estrutura com parafusos espaçados a cada 175 mm ao longo do perímetro da placa e a cada 250 mm nos montantes intermediários.

A aplicação da carga lateral foi realizada por meio de um atuador hidráulico posicionado no canto superior direito dos painéis, onde se localizava uma viga acoplada à guia superior com a função de distribuir o carregamento uniformemente ao longo do painel. Para restringir os deslocamentos fora do plano utilizou-se um sistema com roldanas posicionado paralelamente à direção do carregamento, o que permitiu somente o deslocamento lateral dos painéis.

A resposta dos painéis de cisalhamento ao ensaio monotônico é mostrada na Figura 3.4, que contém o gráfico com as curvas carga *versus* deslocamento lateral para cada painel, no qual o eixo vertical aponta a carga em libra-força e o eixo horizontal indica o deslocamento em polegadas (1 lbf  $\approx$  4,45 N; 1 pol = 25,4 mm).

**Figura 3.4 – Curvas força *versus* deslocamento lateral dos painéis analisados**



Fonte: American Iron and Steel Institute AISI (1997)

A partir da descrição gráfica dos resultados, observou-se que os painéis apresentaram elevada rigidez na fase inicial dos ensaios, indicando que as placas de fechamento fornecem resistência considerável ao reticulado metálico. Os ensaios demonstraram que os painéis com maiores áreas de revestimento possuem maior capacidade de dissipação de energia enquanto se deformam, o que confere à estrutura maior capacidade para resistir aos esforços laterais.

Conforme constatado pelo AISI (1997), os modos de falha dos painéis de cisalhamento devidamente ancorados com *hold-downs* foram bastante semelhantes. Durante o estágio inicial de carregamento, observou-se o embutimento de alguns parafusos responsáveis pela fixação da placa de gesso acartonado ao reticulado metálico, o que resultou em uma ligeira redução da rigidez inicial do painel. À medida que a carga se aproximava da capacidade máxima resistida pelo painel, verificou-se o surgimento de fissuras no OSB junto ao perímetro dos parafusos, resultando no arrancamento das ligações da placa com a guia superior. A combinação destes modos de falha levou ao esgotamento da capacidade de carga do painel e, conseqüentemente, a sua ruptura.

Assim como nos demais casos, o painel 2B ensaiado sem o sistema de ancoragem com *hold-downs* apresentou a mesma falha devido ao embutimento das ligações no revestimento interno durante a fase inicial de aplicação da carga. Após a conclusão do ensaio, constatou-se que a placa de OSB se manteve intacta, exceto pelo trecho inicial de ancoragem do painel, onde a ruptura ocorreu por flexão da guia inferior devido à impossibilidade da estrutura distribuir os esforços de levantamento que seriam conduzidos pelos *hold-downs*.

Os dados apresentados no trabalho sugerem que as placas de fechamento fornecem rigidez e resistência lateral significativa aos painéis do sistema *Light Steel Framing*. De acordo com as observações do AISI (1997), os painéis de cisalhamento ancorados com *hold-downs* atingem sua capacidade de carga devido a falha nas ligações próximas ao perímetro do OSB. Em relação ao sistema de ancoragem, o estudo concluiu que a utilização de *hold-downs* reduz o efeito de levantamento dos painéis, resultando no aumento da sua resistência lateral em razão da distribuição da força resistente para um maior número de parafusos da ligação entre o revestimento e o reticulado metálico.

### **3.2.2 Tian, Wang e Lu (2004)**

Tian, Wang e Lu (2004) apresentaram um estudo teórico e experimental com o objetivo de avaliar as propriedades de rigidez e resistência de painéis em *Light Steel Framing* sujeitos ao esforço lateral. Em seu trabalho, os autores conduziram uma série de ensaios a partir dos modelos de painéis de cisalhamento apresentados na relação fornecida pela Tabela 3.1.

**Tabela 3.1 – Configurações dos painéis de cisalhamento analisados**

Modelo	Corpos de Prova	Tipo de Reforço	Face de Aplicação
A-1	1	Sem reforço	N / A
A-2	2	Fechamento com placa de OSB	Uma
A-3	2	Fechamento com placa cimentícia	Uma
B-1	2	Fita de aço galvanizado em “X”	Duas
B-2	1	Fita de aço galvanizado em “X”	Uma
C-1	2	Fita de aço galvanizado em duplo “X”	Duas

Fonte: Adaptado de Tian, Wang e Lu (2004)

O programa experimental conduzido por Tian, Wang e Lu (2004) empregou painéis de cisalhamento com largura de 1,25 m e altura de 2,45 m, os quais foram constituídos por perfis de aço galvanizado formados a frio com tensão de escoamento igual a 350 MPa. Os perfis selecionados para a composição do reticulado metálico e suas respectivas dimensões são apresentados na Tabela 3.2.

**Tabela 3.2 – Perfis utilizados para composição dos painéis**

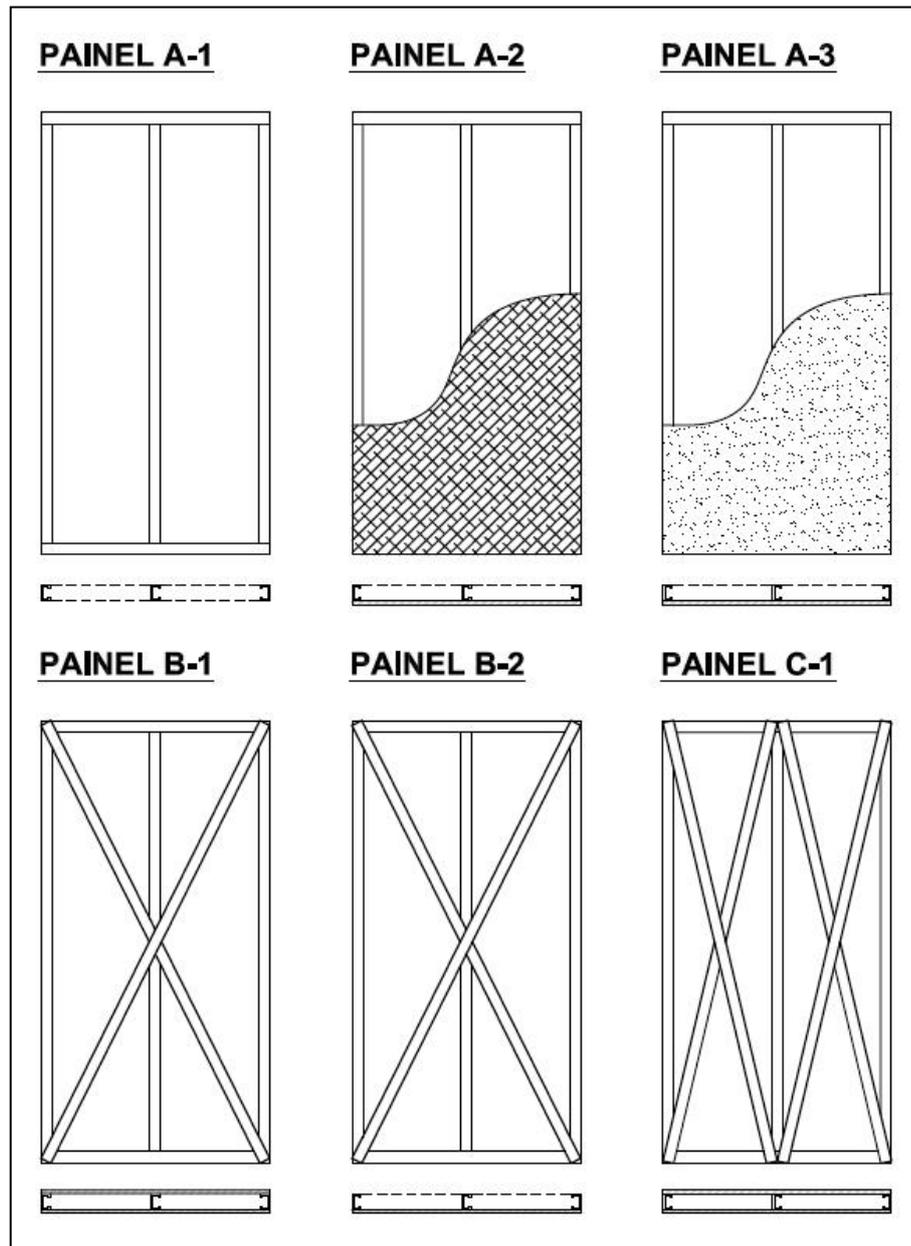
Seção Transversal	Largura da Alma $b_w$ (mm)	Largura da Mesa $b_f$ (mm)	Largura da Borda D (mm)	Espessura da chapa $t_f$ (mm)
Guia U	93	67	–	1,2
Montante Ue	90	60	12	1,2

Fonte: Adaptado de Tian, Wang e Lu (2004)

Para composição do sistema de contraventamento lateral, os autores utilizaram fitas de aço galvanizado com 60 mm de largura e 1,0 mm de espessura, as quais foram aplicadas em “X” nos modelos B-1 e B-2 e dispostas em duplo “X” no modelo C-1. O modelo A-2 empregou como material de fechamento o OSB com propriedades mecânicas estimadas para os planos de maior e menor resistência devido as características ortotrópicas do material. Já a fixação dos materiais de fechamento ao reticulado metálico foi realizada por meio de parafusos de 5 mm de diâmetro, os quais foram espaçados entre si a cada 300 mm ao longo do comprimento dos perfis.

A Figura 3.5 apresenta o esquema ilustrativo dos modelos de painéis empregados nos ensaios conduzidos por Tian, Wang e Lu (2004), os quais apresentaram-se indênticos, exceto pelo método de contraventamento aplicado.

**Figura 3.5 – Configurações dos painéis de cisalhamento avaliados**

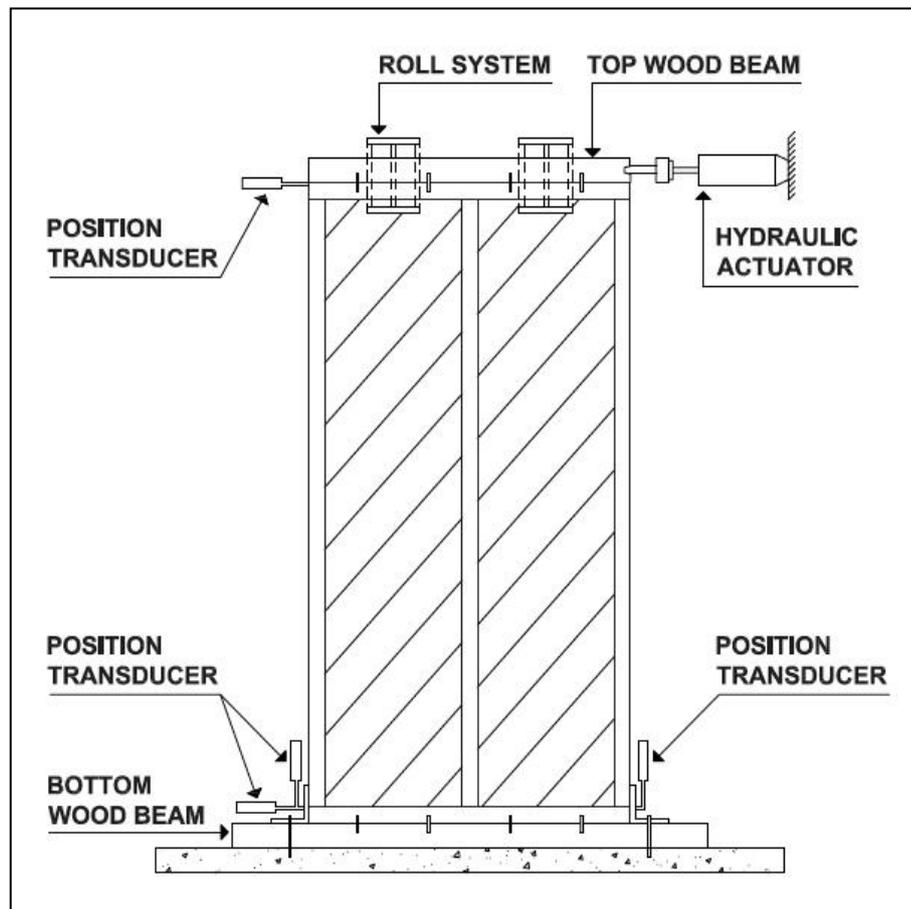


Fonte: Adaptado de Tian, Wang e Lu (2004)

Devido a ausência de uma norma específica contendo os procedimentos de ensaio para painéis em *Light Steel Framing* sujeitos ao esforço lateral, Tian, Wang e Lu (2004) basearam sua metodologia em especificações de normas alternativas, tais como as utilizadas em ensaios para painéis de madeira.

Nesse contexto, o procedimento de ensaio consistiu na fixação da guia inferior do painel sobre uma base de apoio a fim de eliminar o deslocamento lateral e a rotação do apoio inferior. O ensaio transcorreu com a aplicação da carga lateral diretamente para uma viga de madeira acoplada à guia superior do painel, de modo que o esforço fosse transmitido uniformemente ao longo da guia superior. A Figura 3.6 apresenta o esquema de ensaio empregado pelos autores, no qual os deslocamentos fora do plano dos corpos de prova foram restringidos por meio de um sistema com roldanas posicionado paralelamente à direção de aplicação da carga.

Figura 3.6 – Esquema de ensaio utilizado por Tian, Wang e Lu (2004)



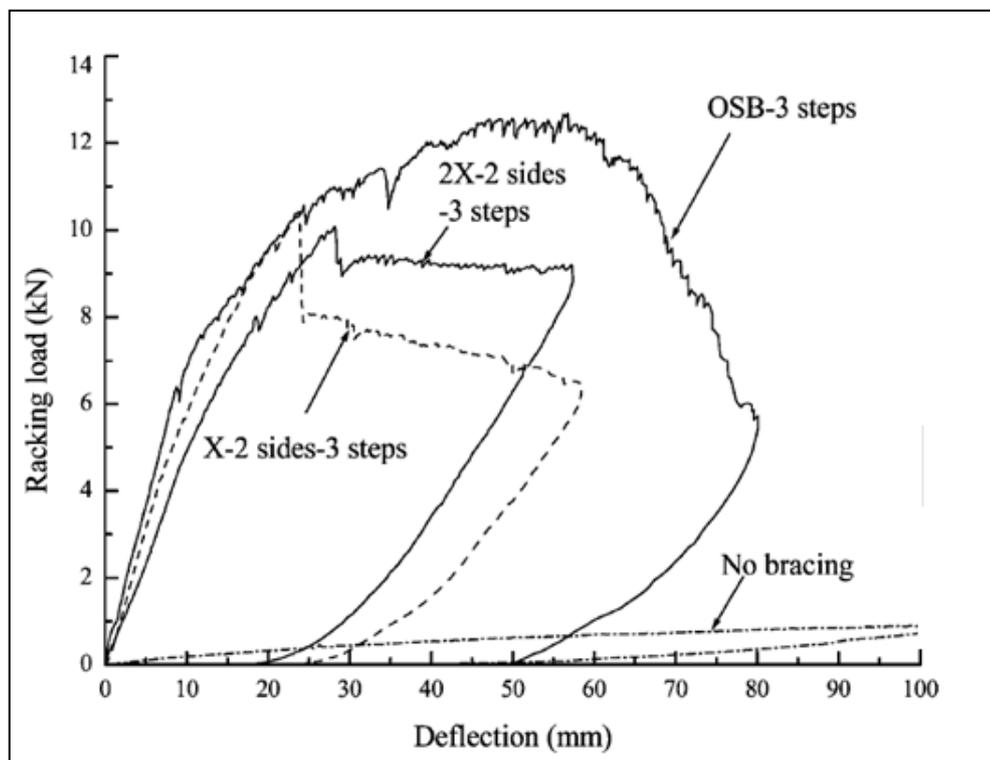
Fonte: Adaptado de Tian, Wang e Lu (2004)

Os autores conduziram seu programa de ensaio em duas fases, nas quais foram variados o método de carregamento empregado. A primeira fase consistiu na aplicação da carga continuamente até a ruptura do corpo de prova, enquanto a fase seguinte empregou etapas de carregamento a fim de se obter a curva carga *versus* deslocamento lateral para cada painel avaliado.

O carregamento foi realizado respeitando três etapas, o que permitia ao painel permanecer descarregado durante um intervalo de tempo antes das etapas posteriores. O procedimento consistiu na aplicação de uma carga de estabilização, seguida de um carregamento incremental de 40% da carga de ruptura estimada no ensaio conduzido em etapa única. Ao final do ensaio, após o descarregamento completo do painel, a carga é novamente aplicada até que o mesmo atinja a ruptura.

Os resultados obtidos por meio dos ensaios realizados por Tian, Wang e Lu (2004) podem ser observados na Figura 3.7, que contém as curvas carga *versus* deslocamento lateral para diferentes modelos de painéis.

**Figura 3.7 – Curvas força *versus* deslocamento lateral**



Fonte: Tian, Wang e Lu (2004)

A respeito do modelo A-2, Tian, Wang e Lu (2004) observaram que o ensaio do corpo de prova conduzido com carregamento contínuo resultou em uma resistência imprecisa. Segundo os autores, esse fenômeno ocorreu durante a fase final do ensaio, quando a borda inferior da placa de OSB encostou na viga de apoio devido a deformação excessiva da estrutura. Como resultado, houve um aumento significativo da rigidez do painel, o que levou a uma leitura irreal da carga máxima conforme pode ser observado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Resultados dos ensaios ao cisalhamento dos painéis

Modelo	Tipo de Reforço	Etapas de Carga	Rigidez Lateral ( $kN/mm$ )	Carga de Ruptura ( $kN$ )	Carga Máxima ( $kN$ )
A-1	Sem reforço	1	–	–	0,9
A-2	OSB-1 Lado	1	–	10,0	16,0 <sup>a</sup>
A-2	OSB-1 Lado	3	0,526	10,3	12,7
A-3	CPB-1 Lado	1	–	9,8	11,6
A-3	CPB-1 Lado	3	0,603	9,9	14,6
B-1	FX-2 Lados	1	–	10,7	10,7
B-1	X-2 Lados	3	0,534	10,3	10,3
B-2	X-1 Lado	1	–	5,2	5,2
C-1	XX-2 Lados	1	–	10,7	10,7
C-1	XX-2 Lados	3	0,464	10,1	10,1

<sup>a</sup> Resultado impreciso

Fonte: Adaptado de Tian, Wang e Lu (2004)

Diante disso, o comportamento do modelo A-2 foi avaliado a partir do corpo de prova submetido à aplicação de estágios de carga. Durante a primeira e a segunda etapa de carregamento não foram observados fenômenos incomuns, exceto por um pequeno deslocamento residual após o descarregamento do painel. Na terceira etapa de carregamento, quando a força cisalhante ultrapassou 5 kN, os autores observaram a ocorrência de flambagens locais significativas na parte superior do montante esquerdo e na região inferior do montante da direita.

Após o carregamento atingir cerca de 10 kN, pôde-se ouvir um ruído oriundo da placa de OSB, no mesmo instante em que ocorreram deformações consideráveis nas regiões em torno dos parafusos. Neste momento, o painel atingiu a sua capacidade de carga, apresentando um deslocamento lateral de aproximadamente 40 mm. A partir daí, a carga ainda era acrescida lentamente, ao passo que o deslocamento lateral aumentava de forma significativa, atingindo cerca de 55 mm quando toda capacidade resistente do painel havia sido esgotada.

Os resultados obtidos por Tian, Wang e Lu (2004) demonstraram que o painel A-2 rompe gradualmente acompanhado de deformações consideráveis. Ao final do ensaio, a placa de OSB estava parcialmente desconectada dos montantes laterais e, com isso, o carregamento foi reduzido drasticamente. Todavia, os autores observaram que as ligações do montante central permaneceram intactas, sugerindo

que o esforço de cisalhamento é em sua maioria transmitido para placa por meio das ligações com os montantes laterais. A Figura 3.8 indica os modos de falha nas ligações do painel A-2 após a sua capacidade de carga ser atingida.

**Figura 3.8 – Modos de falha do painel A-2 revestido com placa de OSB**



Fonte: Adaptado de Tian, Wang e Lu (2004)

Com o painel totalmente descarregado, Tian, Wang e Lu (2004) observaram um deslocamento residual de aproximadamente 50 mm. Após a remoção da placa de OSB, os autores inspecionaram o reticulado metálico e constataram que os perfis haviam se recuperado das flambagens locais sem apresentar danos significativos em seus elementos, exceto pelos locais próximos às aberturas dos parafusos onde foram verificadas pequenas deformações residuais.

Os autores ainda observaram que no instante que o deslocamento lateral atingiu cerca de 30 mm, a carga máxima para a maioria dos painéis contraventados chegou a aproximadamente 10 kN. Tendo em vista a comparação com o painel A-1, ensaiado sem nenhum sistema de contraventamento, a carga máxima atingiu cerca de 0,4 kN em relação ao mesmo deslocamento lateral de 30 mm. Em outras palavras, isso representa que o reticulado metálico sem a presença das placas de fechamento ou de um sistema de contraventamento contribui apenas com cerca de 4% para resistência ao cisalhamento dos painéis avaliados.

Nesse contexto, os resultados apresentados no trabalho indicam que os modelos de contraventamento avaliados contribuem significativamente para o aumento da rigidez e resistência lateral dos painéis em *Light Steel Framing*, sugerindo que as placas de fechamento podem desempenhar a mesma função das fitas metálicas como contraventamento da estrutura.

### 3.2.3 Lange e Naujoks (2007)

Em seu trabalho, Lange e Naujoks (2007) apresentaram um estudo experimental com o objetivo de desenvolver uma metodologia de cálculo geral para painéis de cisalhamento em *Light Steel Framing* submetidos a carregamentos lateral e vertical. Para tanto, os autores realizaram uma série de ensaios em escala real visando caracterizar a resposta lateral dessas estruturas.

Os autores conduziram seu programa experimental em três etapas, de modo que diversos panoramas e configurações de painéis fossem avaliados. A primeira etapa consistiu na análise do comportamento estrutural de painéis de cisalhamento submetidos somente a carregamento lateral. Em seguida, uma nova série de ensaios foi realizada associando carregamentos lateral e vertical. Por fim, avaliou-se o comportamento das ligações parafusadas com o intuito de determinar a relevância deste parâmetro na rigidez e resistência lateral fornecida aos perfis.

Os ensaios foram realizados em painéis de cisalhamento com largura de 1,25 m e altura de 2,60 m, os quais foram compostos por perfis de aço galvanizado formados a frio fabricados a partir do aço ZAR 320 com tensão de escoamento igual a 320 MPa. A Tabela 3.4 apresenta os revestimentos selecionados pelos autores para composição do fechamento dos painéis.

**Tabela 3.4 – Revestimentos empregados na composição dos painéis**

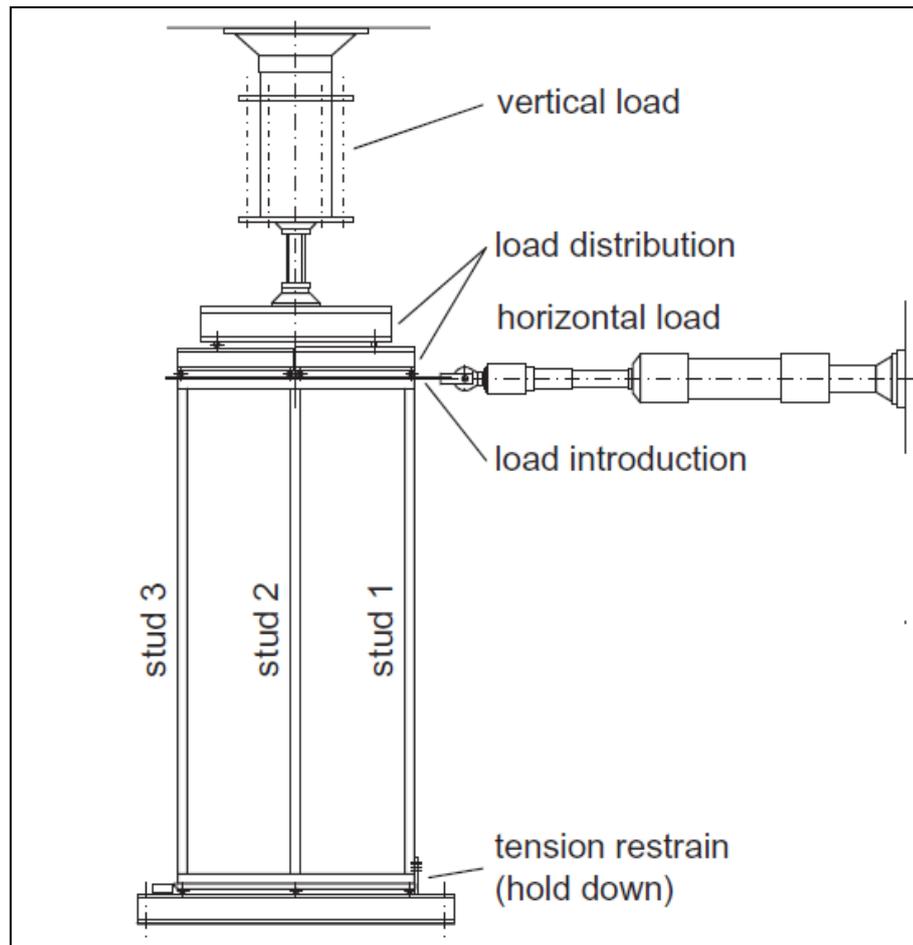
Tipo de Revestimento	Espessura ( <i>mm</i> )
Placa de compensado de madeira	13,0
Placa de gesso acartonado	12,7
Placa cimentícia	8,00
Chapa de aço trapezoidal	0,88

Fonte: Adaptado de Lange e Naujoks (2007)

Para fixação do revestimento ao reticulado metálico, Lange e Naujoks (2007) utilizaram parafusos autoperfurantes de 4,2 mm de diâmetro. Em seus ensaios, os autores empregaram corpos de prova idênticos, nos quais foram variados apenas os parâmetros de espaçamento entre fixadores e o material de fechamento aplicado nas faces dos painéis.

Em razão da inexistência de uma norma específica contendo as diretrizes para o ensaio de painéis estruturados com perfis de aço formados a frio, Lange e Naujoks (2007) basearam sua metodologia de ensaio em procedimentos utilizados para estruturas de madeira. A Figura 3.9 ilustra o esquema de ensaio empregado pelos autores, indicando os atuadores de carga lateral e vertical.

**Figura 3.9 – Esquema de ensaio utilizado por Lange e Naujoks (2007)**



Fonte: Lange e Naujoks (2007)

Durante a fase inicial do estudo conduzido por Lange e Naujoks (2007), os painéis foram ensaiados apenas com a aplicação de carregamento horizontal a fim de se obter a curva carga *versus* deslocamento lateral para cada painel avaliado. O procedimento empregou estágios de carregamento, no qual foram aplicadas uma carga de estabilização, seguida de um carregamento incremental e uma carga final aplicada até que o painel entre em colapso. A Tabela 3.5 apresenta os resultados obtidos pelos autores após a conclusão dos ensaios ao cisalhamento dos painéis.

Tabela 3.5 – Resultados dos ensaios dos painéis submetidos a carga lateral

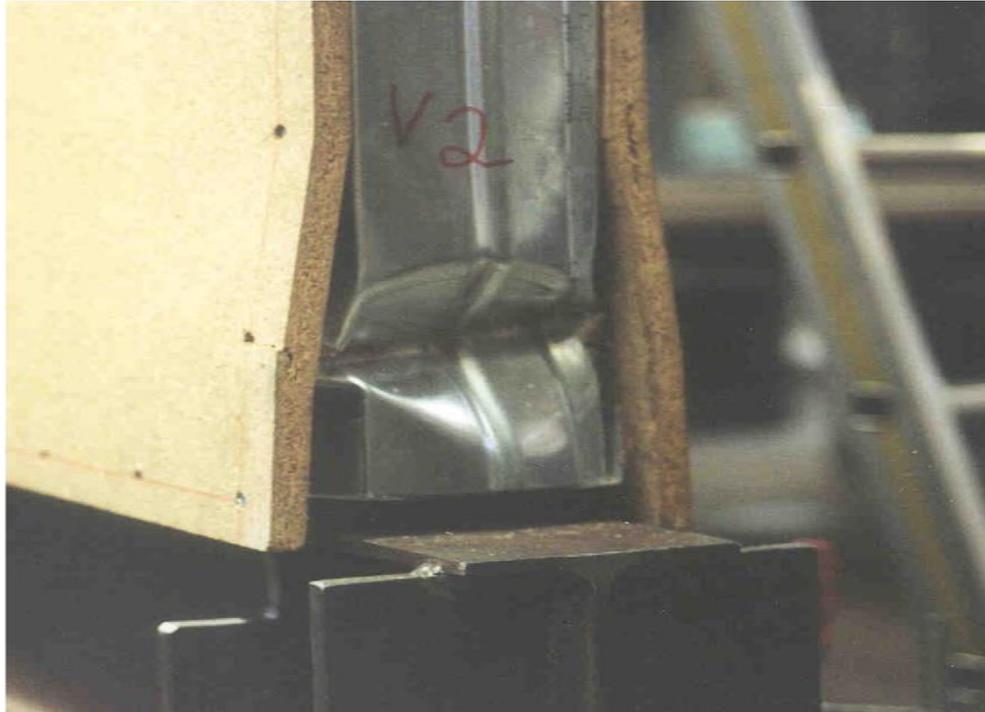
Ensaio	Revestimento	Intervalo entre Fixadores (mm)	Carga de Ruptura (kN)	Deslocamento Lateral (mm)
1	Madeira / Madeira	100	45,79	26,39
2	Madeira / Madeira	100	44,93	28,32
3	Madeira / Madeira	100	43,50	26,70
4	Gesso / Gesso	100	36,85	27,06
5	Gesso / Gesso	100	39,93	28,49
6	Gesso / Gesso	100	42,70	27,48
7	Madeira / Madeira	150	40,50	30,83
8	Madeira / Madeira	150	40,40	29,69
9	Madeira / Madeira	150	39,14	27,99
10	Gesso / Gesso	150	34,46	29,98
11	Gesso / Gesso	150	32,72	34,52
12	Gesso / Gesso	150	32,06	37,94
13	Cimentícia / Cimentícia	150	50,29	23,34
14	Cimentícia / Cimentícia	150	50,70	23,64
15	Cimentícia / Cimentícia	150	53,78	22,10
16	Cimentícia / Gesso	150	41,69	23,63
17	Cimentícia / Gesso	150	45,40	31,32
18	Cimentícia / Gesso	150	43,79	26,63
19	Madeira / Gesso	150	42,10	50,10
20	Madeira / Gesso	150	36,59	42,99
21	Madeira / Gesso	150	40,89	50,21
22	Trapezoidal / Gesso	172 / 150	36,53	42,83
23	Trapezoidal / Gesso	172 / 150	39,83	27,14
24	Trapezoidal / Gesso	172 / 150	40,79	36,60

Fonte: Adaptado de Lange e Naujoks (2007)

Em seus ensaios, Lange e Naujoks (2007) constataram diferentes modos de falha que conduziram ao esgotamento da capacidade de carga dos corpos de prova. A maioria dos cenários indicou que os painéis atingem sua carga de ruptura no instante em que ocorrem flambagens locais significativas nos montantes laterais conforme mostra a Figura 3.10. Nos demais casos, os autores observaram que o

modo de falha ocorreu devido ao destacamento da borda lateral da placa junto às ligações, exceto pelos painéis revestidos com chapa trapezoidal, que romperam devido à flambagem local da chapa de aço que compõe o fechamento.

**Figura 3.10 – Flambagem local na região inferior do montante comprimido**



Fonte: Lange e Naujoks (2007)

O programa experimental conduzido por Lange e Naujoks (2007) ainda contou com uma série de ensaios em painéis revestidos com placas cimentícias submetidos a combinação de carregamentos lateral e vertical. Os resultados dos ensaios demonstraram que a influência do esforço vertical não reduz a rigidez ao cisalhamento dos painéis constituídos por fechamento em ambos os lados. Já nos painéis ensaiados com revestimento em apenas uma das faces foi observada a ocorrência de flambagem lateral com torção dos montantes, o que levou a uma redução significativa da capacidade portante do painel.

As bases apresentadas no trabalho sugerem que o comportamento das ligações entre o perfil e a placa de fechamento representam um parâmetro essencial para a análise estrutural de painéis de cisalhamento em *Light Steel Framing*. Os autores concluem que a concepção de um método de projeto confiável para perfis confinados deve considerar adequadamente a rigidez elástica das ligações, a qual pode ser estimada através de ensaios experimentais para cada tipo de revestimento.

### 3.2.4 Baran e Alica (2012)

Em virtude da crescente utilização dos materiais de fechamento como elementos resistentes aos esforços laterais em estruturas constituídas por perfis formados a frio, Baran e Alica (2012) realizaram um trabalho experimental para avaliar o desempenho de painéis de cisalhamento confinados a partir do padrão construtivo empregado na Turquia.

O programa de ensaio limitou-se ao estudo de painéis compostos por fechamento em placas de OSB submetidos a carregamento lateral monotônico, nos quais variou-se a espessura do fechamento, a seção transversal dos perfis, o espaçamento das ligações e a introdução de uma região treliçada como contraventamento. A Tabela 3.6 apresenta as configurações dos painéis de cisalhamento analisados pelos autores, indicando a convenção empregada para a designação de cada um dos corpos de prova.

**Tabela 3.6 – Propriedades dos painéis de cisalhamento avaliados**

Corpo de Prova	Seção dos Perfis	Espessura do OSB ( <i>mm</i> )	Intervalo entre Fixadores <sup>a</sup> ( <i>mm</i> )	Reforço Treliçado
C90-11-150-T	C90	11	150	Sim
C90-11-150-T-2 <sup>b</sup>	C90	11	150	Sim
C90-11-150-E	C90	11	150	Não
C90-11-300-E	C90	11	300	Não
C90-18-150-T	C90	18	150	Sim
C90-18-150-E	C90	18	150	Não
C90-18-300-E	C90	18	300	Não
C90-T	C90	–	–	Sim
C140-11-150-T	C140	11	150	Sim
C140-11-150-E	C140	11	150	Não
C140-18-150-T	C140	18	150	Sim
C140-18-150-E	C140	18	150	Não
C140-T	C140	–	–	Sim

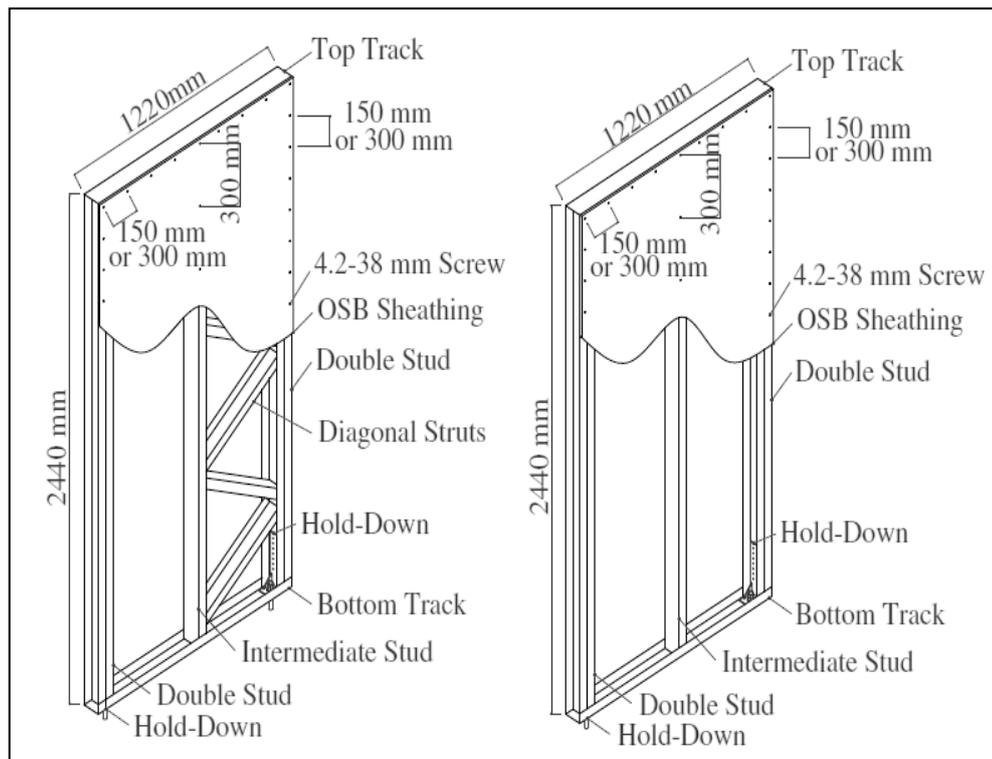
<sup>a</sup> Intervalo entre fixadores aplicado ao longo do perímetro do revestimento

<sup>b</sup> Fechamento em OSB aplicado em ambas as faces.

Fonte: Baran e Alica (2012)

Os ensaios foram conduzidos em painéis de cisalhamento com largura de 1,22 m e altura de 2,44 m, os quais foram constituídos por perfis de aço galvanizado formados a frio com tensão de escoamento igual a 220 MPa. Para composição do quadro estrutural utilizou-se perfis com seção simples, exceto pelos montantes laterais que foram compostos por seções duplas. A fixação do revestimento foi realizada por meio de parafusos de 4,2 mm de diâmetro, com espaçamento fixado em 300 mm para o montante intermediário e variando entre 150 mm e 300 mm ao longo do perímetro da placa conforme mostra a Figura 3.11.

**Figura 3.11 – Detalhes dos painéis de cisalhamento avaliados**



Fonte: Baran e Alica (2012)

Em seus ensaios, Baran e Alica (2012) aplicaram o carregamento lateral gradualmente por meio de um atuador hidráulico posicionado na extremidade superior do quadro estrutural. Para evitar o efeito de levantamento causado pelos esforços de cisalhamento introduzidos durante os ensaios, os autores fixaram a base dos painéis em uma viga de suporte por meio da utilização de *hold-downs*. Esse sistema se caracteriza pela utilização de um acessório de ancoragem parafusado aos montantes laterais e conectado a guia inferior por uma barra roscada, o que garante a restrição dos movimentos de translação e rotação da base da estrutura.

Durante a aplicação do carregamento, Baran e Alica (2012) observaram que os painéis ensaiados sem fechamento apresentaram a separação entre os perfis que constituíram os montantes laterais. Ao final do ensaio, os autores constataram a ocorrência de flambagem local na base do montante intermediário, o que conduziu ao esgotamento da capacidade de carga dos painéis avaliados.

Em relação aos painéis compostos por fechamento em OSB, observou-se a ocorrência do efeito de levantamento da guia inferior em relação a viga de suporte devido aos esforços de cisalhamento. Esse comportamento causou deformações significativas no acessório de ancoragem e em parte da guia inferior, as quais ficaram evidenciadas no corpo de prova C90-11-150-T-2, que rompeu devido ao efeito de puncionamento entre o acessório de ancoragem e a barra roscada conforme pode ser observado na Figura 3.12.

**Figura 3.12 – Deformações do acessório de ancoragem e da guia inferior**



Fonte: Baran e Alica (2012)

De acordo com Baran e Alica (2012), esse fenômeno representa um modo de deformação indesejável, uma vez que conduz a deslocamentos laterais excessivos sem utilizar toda capacidade do painel. Observou-se que a extensão dessas deformações ficou mais evidenciada em painéis constituídos por perfis com seção transversal C140. Segundo os autores, esse comportamento pode ser evitado por meio da utilização de guias e acessórios de ancoragem com chapas mais espessas, de modo que a deformação por flexão seja minimizada.

Na maioria dos ensaios, observou-se que a deformação dos painéis devido aos esforços de cisalhamento causou a inclinação seguida do arrancamento dos parafusos através da placa de OSB. Em geral, esse fenômeno ocorre devido ao

deslizamento relativo da interface do revestimento com o reticulado metálico, causando a separação destes elementos conforme mostra a Figura 3.13. Além disso, foram constatadas a ocorrência de flambagens locais consideráveis adjacentes às regiões de conexão dos montantes laterais com a guia inferior.

**Figura 3.13 – Deslizamento relativo da interface da placa em relação aos perfis**



Fonte: Baran e Alica (2012)

Os resultados obtidos por Baran e Alica (2012) demonstraram que a utilização do intervalo entre fixadores de 300 mm em substituição ao de 150 mm reduz a capacidade de carga e de deformação dos painéis sem afetar sua rigidez inicial. Os autores concluem que a estrutura treliçada confere aos corpos de prova um ligeiro acréscimo em sua capacidade resistente, enquanto a variação da espessura da placa de OSB não resulta em diferenças significativas de rigidez e resistência lateral para os painéis avaliados.

### **3.2.5 Liu, Peterman e Schafer (2014)**

Tendo em vista o desenvolvimento e o aperfeiçoamento do método de projeto de edificações em *Light Steel Framing* sujeitas à ações sísmicas, Liu, Peterman e Schafer (2014) realizaram um estudo experimental visando analisar o comportamento estrutural dos painéis de cisalhamento de um edifício de dois andares devido ao impacto de detalhes construtivos presentes no meio prático.

O projeto de painéis sujeitos ao esforço lateral tratado pelo AISI S213 (AISI, 2007) ainda apresenta diversas limitações devido ao caráter empírico do seu método. Nesse sentido, é bastante comum no meio prático que os painéis estruturais apresentem detalhes construtivos não contemplados nos ensaios incorporados à norma americana, o que inviabiliza a aplicação da sua metodologia de cálculo para determinar a resistência lateral dessas estruturas.

Devido a essas limitações, Liu, Peterman e Schafer (2014) conduziram ensaios em painéis de cisalhamento com o intuito de avaliar a influência de detalhes comumente empregados na prática construtiva. Para tanto, foram avaliados painéis com a presença de sanefa em sua face interna, fita metálica para fixação do revestimento, fechamento interno em gesso acartonado e a consideração de diferentes espessuras entre montantes intermediários e montantes laterais. A Figura 3.14 apresenta algumas características dos painéis ensaiados pelos autores.

**Figura 3.14 – Características dos painéis de cisalhamento ensaiados**

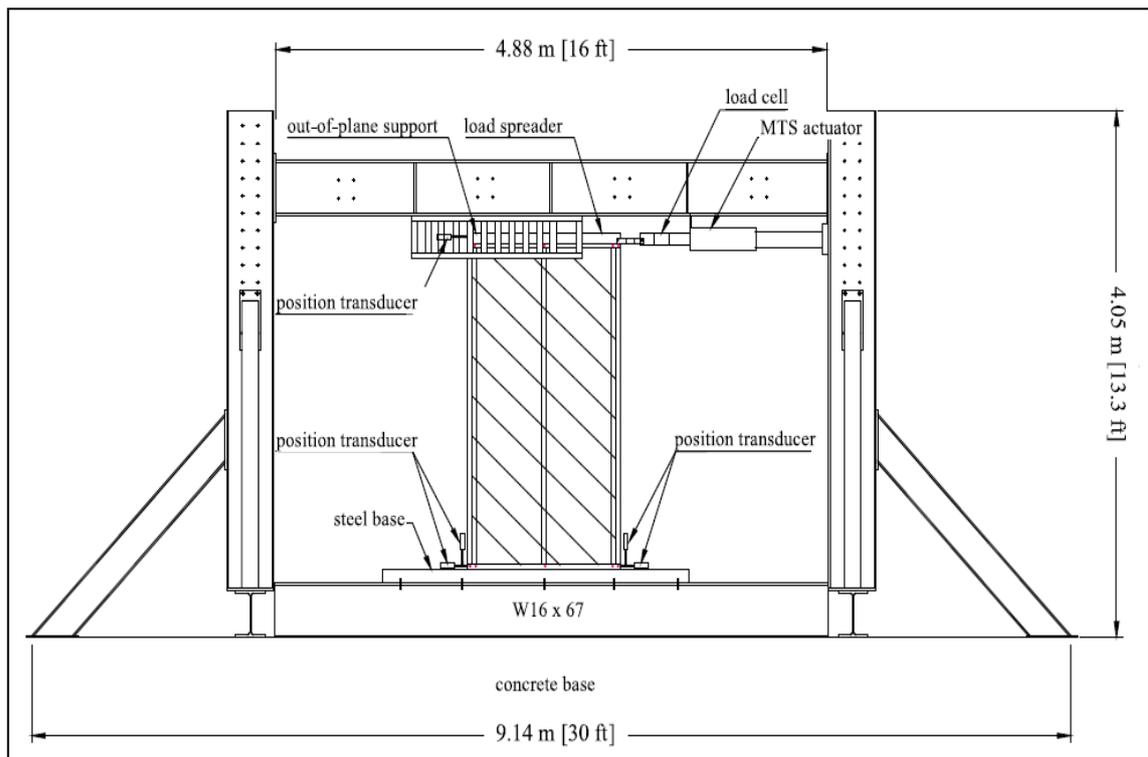


Fonte: Liu, Peterman e Schafer (2014)

Os ensaios ao cisalhamento foram realizados em modelos de painéis com dimensões variadas, compostos por perfis de aço galvanizado formados a frio com tensão de escoamento igual a 345 MPa. Para composição do reticulado metálico utilizou-se perfis com seção simples, exceto pelos montantes laterais que foram constituídos por seções duplas. Os painéis ainda contaram com o reforço de um perfil disposto na horizontal responsável pelo travamento lateral dos montantes.

A fixação do revestimento ao reticulado metálico foi realizada por meio de parafusos autoperfurantes nº 10, com espaçamento fixado em 150 mm para todos os pontos de fixação da placa. Já a ancoragem dos painéis à viga de apoio foi realizada por meio de *hold-downs* posicionados nas extremidades laterais da guia inferior e conectados à estrutura por meio de um acessório de retenção. A Figura 3.15 ilustra a representação esquemática do ensaio empregado pelos autores, indicando o posicionamento do corpo de prova na plataforma de ensaio.

**Figura 3.15 – Detalhe esquemático do ensaio ao cisalhamento dos painéis**

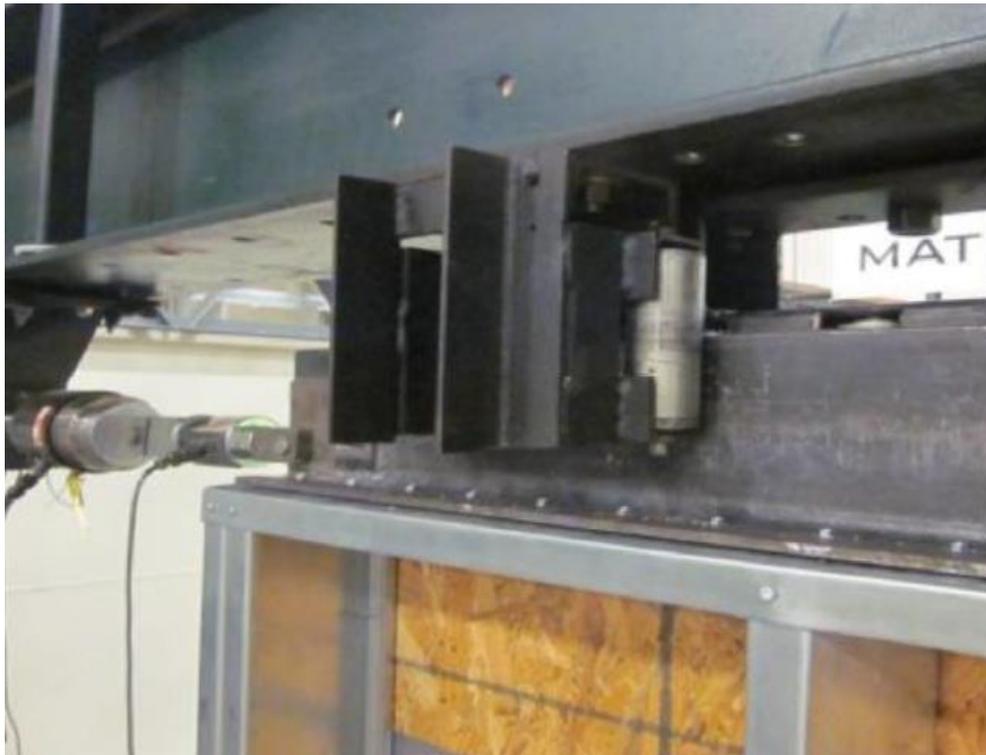


Fonte: Liu, Peterman e Schafer (2014)

O programa experimental conduzido por Liu, Peterman e Schafer (2014) empregou carregamento lateral monotônico e cíclico controlados por deslocamento. Para aplicação do carregamento cíclico, os autores utilizaram o protocolo CUREE

(*Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering*) com uma frequência cíclica constante de 0,20 Hz e deslocamento de referência baseado nos resultados dos ensaios monotônicos. Já a restrição dos deslocamentos fora do plano foi garantida por meio da utilização de um sistema com roldanas posicionado paralelamente à direção de aplicação da carga conforme mostra a Figura 3.16.

**Figura 3.16 – Detalhe do sistema de suporte fora do plano**



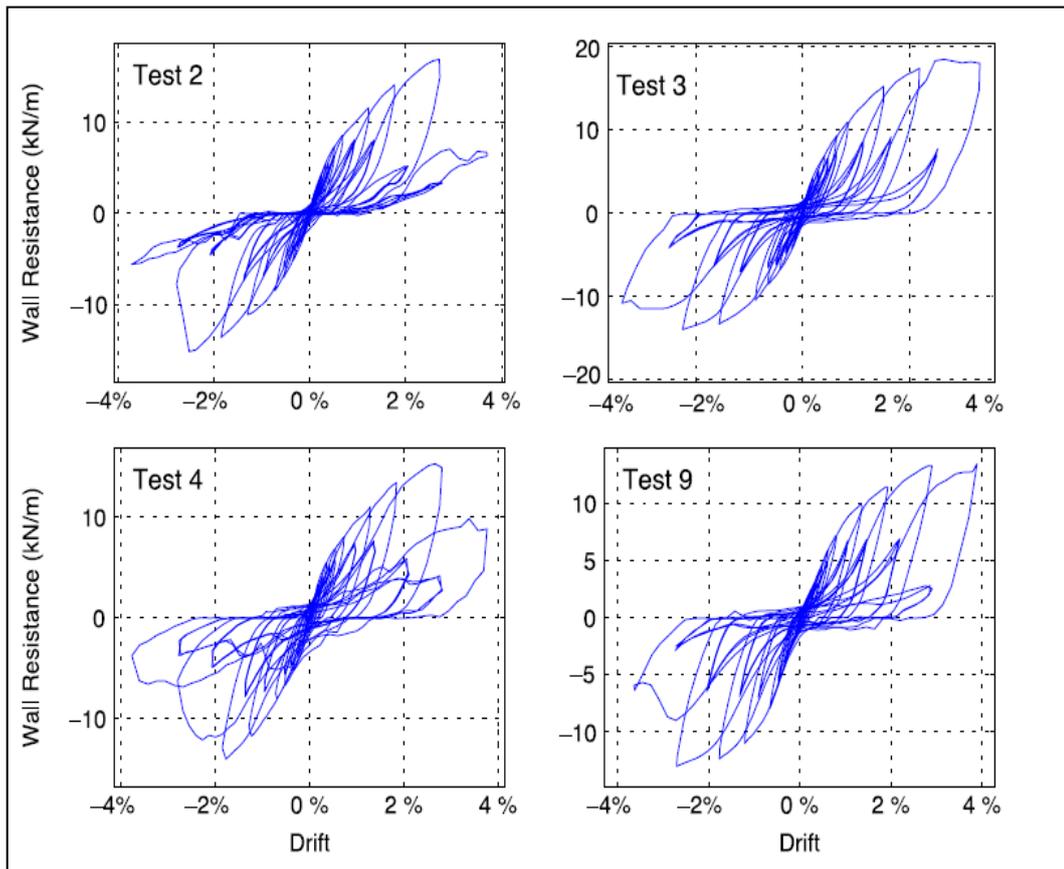
Fonte: Liu, Peterman e Schafer (2014)

A resposta histerética dos painéis de cisalhamento ao ensaio cíclico caracterizada pelo Modelo Equivalente de Energia Elasto-Plástico (EEEP) pode ser observada na Figura 3.17. O pós-processamento inicial dos resultados indicou que o painel composto por fechamento externo em OSB e fechamento interno em gesso acartonado apresentou a maior capacidade resistente entre os painéis avaliados (*Test 3*), enquanto que o painel constituído apenas pelo fechamento em OSB apresentou a maior capacidade de dissipação de energia (*Test 4*).

De acordo com Liu, Peterman e Schafer (2014), o modelo equivalente de energia elasto-plástico (EEEP) é a ferramenta mais utilizada para caracterizar a resposta não linear de painéis de cisalhamento. No entanto, esse modelo não considera a influência da degradação devido aos laços histeréticos, o que levou os

autores a optar pela caracterização dos painéis com um modelo histerético mais avançado, capaz de considerar adequadamente o comportamento dessas estruturas quando sujeitas à ações sísmicas.

**Figura 3.17 – Resposta histerética dos painéis caracterizada pelo modelo EEEP**



Fonte: Liu, Peterman e Schafer (2014)

Em seus ensaios, Liu, Peterman e Schafer (2014) constataram diferentes modos de falhas que conduziram ao esgotamento da capacidade de carga dos corpos de prova. Para o caso base, referente ao painel composto apenas pelo fechamento em OSB, a falha ocorreu ao longo da fita metálica devido ao arrancamento dos parafusos através da placa (*Test 4*). Com a inclusão da sanefa, observou-se que esse modo de ruptura não sofreu alterações, causando a separação das placas de OSB em toda extensão da fita metálica do painel (*Test 2*).

A respeito do painel revestido com OSB e gesso acartonado, os autores constataram que a falha ocorre com a ruptura das placas de fechamento devido à flexão dos parafusos ao longo dos montantes laterais (*Test 13*). Em outro cenário, observou-se que o estado limite último do painel ocorre devido ao arrancamento dos

parafusos associado ao rasgamento da borda da placa de OSB ao longo do montante intermediário, onde se localizava uma emenda vertical responsável pela união das placas de fechamento (*Test 11*). A Figura 3.18 apresenta os modos de falha dos corpos de prova após a conclusão dos ensaios ao cisalhamento.

**Figura 3.18 – Modos de falha observados nos painéis ensaiados**



Fonte: Liu, Peterman e Schafer (2014)

Os resultados obtidos por Liu, Peterman e Schafer (2014) demonstraram que os painéis empregados nos ensaios ao cisalhamento apresentaram capacidade resistente superiores aos valores nominais obtidos por meio do método de cálculo fornecido pelo AISI S213 (AIS, 2007), indicando que a resposta lateral dessas

estruturas é sensível aos detalhes construtivos estudados. Os autores constataram que a presença da sanefa contribui com um aumento de cerca de 10% para resistência lateral dos painéis, ao passo que a utilização do fechamento em gesso acartonado em conjunto com a sanefa fornece ao painel um aumento de até 20% em sua capacidade de carga.

Os dados apresentados no trabalho sugerem que as costuras com fitas metálicas não apresentam impacto significativo na capacidade resistente e na rigidez inicial dos modelos de painéis avaliados. Todavia, a introdução de montantes intermediários com chapa menos espessa afeta consideravelmente o desempenho dos painéis, os quais sofreram uma redução de resistência lateral de 16% quando comparados aos painéis compostos com perfis de mesma espessura.

### **3.2.6 Niari, Rafezy e Abedi (2015)**

Niari, Rafezy e Abedi (2015) apresentaram um estudo experimental e numérico com intuito de avaliar o comportamento sísmico de painéis de cisalhamento em *Light Steel Framing* compostos por fechamento metálico. Para tanto, os autores desenvolveram diversos modelos numéricos via método dos elementos finitos, tendo como base os resultados obtidos a partir da resposta lateral dos painéis empregados em seu programa de ensaio.

O estudo experimental empregou painéis com largura de 1,25 m e altura de 2,50 m, os quais foram constituídos por perfis de aço galvanizado formados a frio com tensão de escoamento igual a 310 MPa. Em sua composição, os painéis contaram com montantes laterais constituídos por seções duplas e montantes intermediários compostos por seção simples, os quais foram travados lateralmente por meio de bloqueadores localizados nos terços da altura dos perfis.

O programa de ensaio conduzido por Niari, Rafezy e Abedi (2015) limitou-se ao estudo de corpos de prova compostos por revestimento metálico, nos quais variou-se a espessura do fechamento e a sua aplicação em um ou em ambos os lados. A fixação do revestimento foi realizada por meio de parafusos autoperfurantes de 4,8 mm de diâmetro, com espaçamento fixado em 300 mm para o montante intermediário e em 100 mm ao longo do perímetro da chapa metálica. A Tabela 3.7 apresenta as configurações dos corpos de prova empregados nos ensaios ao cisalhamento conduzidos pelos autores.

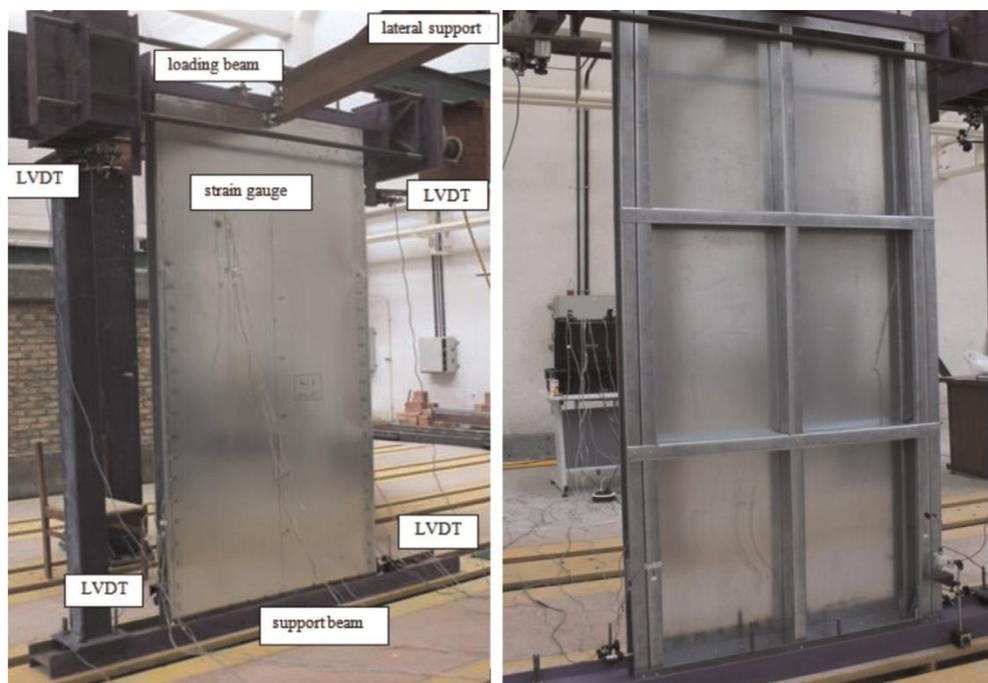
Tabela 3.7 – Detalhes dos painéis de cisalhamento ensaiados

Corpo de Prova	Espessura da Chapa (mm)	Espessura dos Perfis (mm)	Intervalo entre Fixadores (mm)	Faces Revestidas
ST-1,2-SH-1,0	1,0	1,2	100 / 300	Uma
ST-1,2-SH-1,5	1,5	1,2	100 / 300	Uma
ST-1,2-SH-1,0-2	1,0	1,2	100 / 300	Duas

Fonte: Adaptado de Niari, Rafezy e Abedi (2015)

No esquema de ensaio utilizado por Niari, Rafezy e Abedi (2015), os corpos de prova foram ancorados à plataforma de ensaio por meio de *hold-downs* posicionados nas extremidades laterais da guia inferior. Já a transferência uniforme do carregamento ao longo do painel foi assegurada por meio da utilização de uma viga de distribuição acoplada à guia superior. Os detalhes referentes a montagem do ensaio e as características dos painéis podem ser observados na Figura 3.19.

Figura 3.19 – Detalhes referentes a montagem da plataforma de ensaio



Fonte: Niari, Rafezy e Abedi (2015)

Os painéis empregados no estudo experimental foram submetidos à aplicação de carregamento lateral cíclico controlado por deslocamento. Para tanto, os autores utilizaram o protocolo de carga cíclica reversa, que consistiu na aplicação gradual de uma série de ciclos de deformação. Essa metodologia foi aplicada

continuamente até o painel atingir um deslocamento lateral de 120 mm, sendo interrompida somente nos casos em que ocorra a falha ou uma redução significativa da capacidade resistente do painel.

Em seus ensaios, Niari, Rafezy e Abedi (2015) constataram a ocorrência de flambagem elástica do revestimento metálico dos painéis em baixos níveis de carga. Os autores observaram que a resistência máxima dos painéis ao cisalhamento está diretamente relacionada ao comportamento das ligações parafusadas entre os perfis e o revestimento. De modo geral, a falha dos painéis inicia-se com a inclinação dos parafusos devido à excentricidade da carga de cisalhamento, evoluindo em seguida para o esmagamento do fechamento metálico nos locais de ligação.

À medida que a carga se aproximava da capacidade máxima resistida pelo painel, verificou-se que as ligações são arrancadas do fechamento na região inferior do montante lateral e em parte da guia inferior. Como resultado, o revestimento nesses locais foi completamente desconectado dos perfis ao final do protocolo de carga. A deformação excessiva da estrutura ainda resultou na ocorrência de flambagens locais dos perfis e no deslocamento vertical da guia inferior devido ao efeito de levantamento causado pelos esforços de cisalhamento. A Figura 3.20 apresenta os principais modos de falha dos painéis após a conclusão dos ensaios.

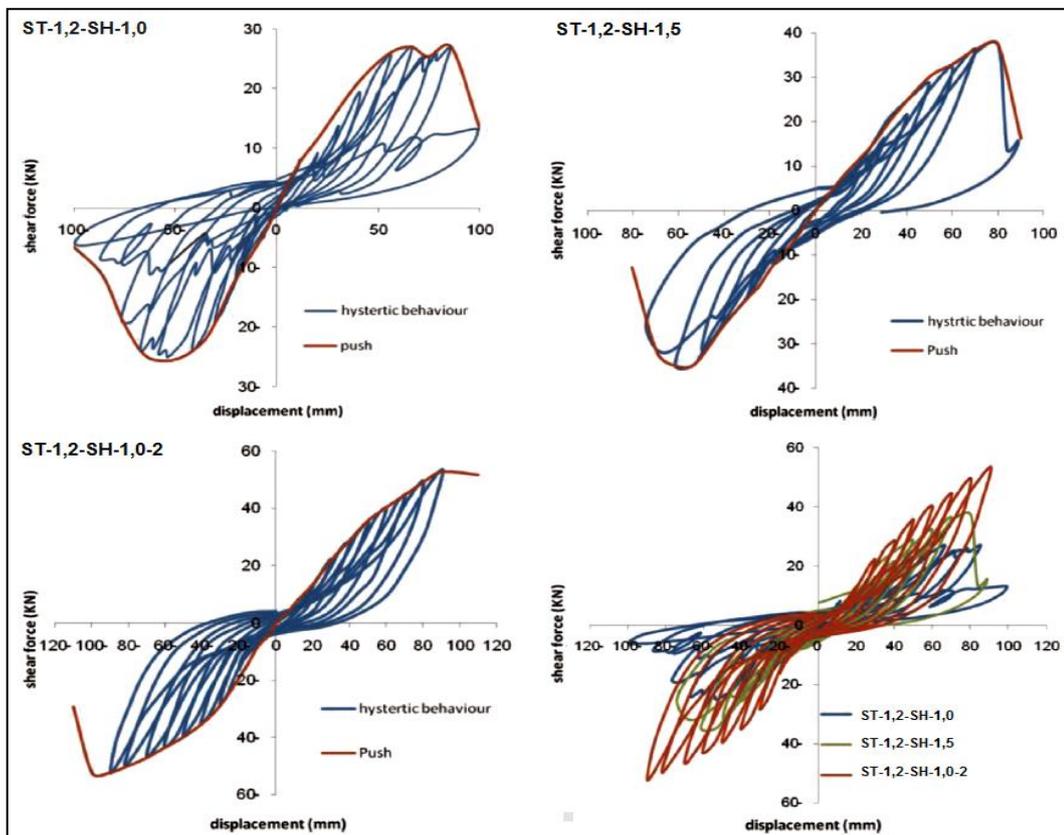
**Figura 3.20 – Principais modos de falha constatados após os ensaios**



Fonte: Niari, Rafezy e Abedi (2015)

O pós-processamento inicial dos resultados indicou que os corpos de prova ST-1,2-SH-1,0 e ST-1,2-SH-1,5 atingiram a ruptura com uma carga máxima média de 26,30 kN e 37,50 kN respectivamente, enquanto o painel ST-1,2-SH-1,0-2, ensaiado com revestimento em ambos os lados, rompeu com uma carga máxima média de 53,60 kN. Isso demonstra que a utilização do fechamento em ambos os lados do painel aumenta a sua capacidade resistente em aproximadamente 100%, ao passo que o aumento da espessura da chapa metálica resulta em um acréscimo de cerca de 42% na resistência lateral dos painéis. A Figura 3.21 apresenta a resposta histerética dos painéis ao ensaio cíclico conduzido pelos autores.

**Figura 3.21 – Caracterização histerética dos painéis ensaiados ao cisalhamento**



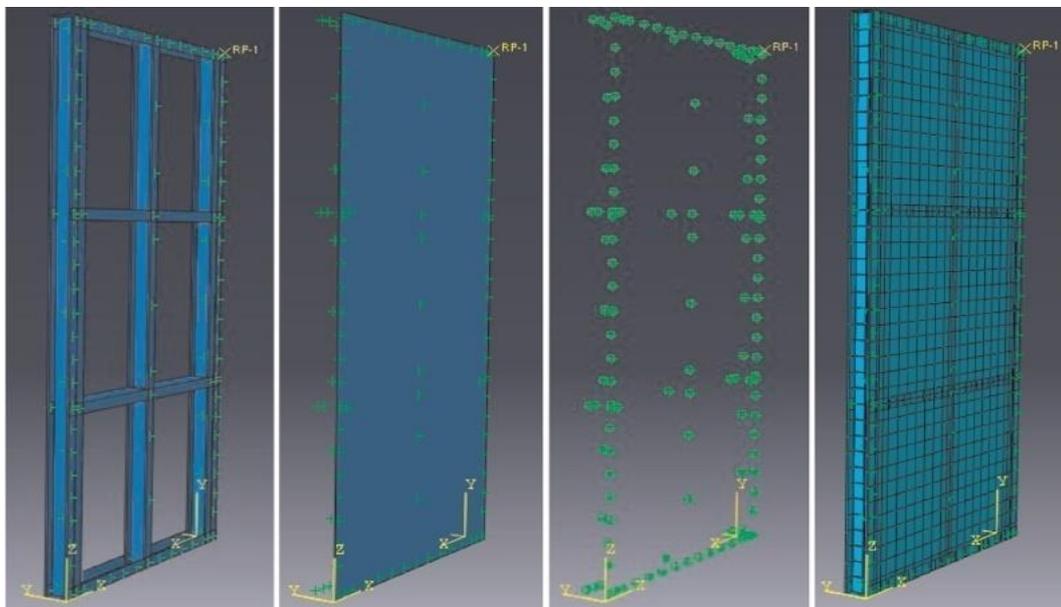
Fonte: Niari, Rafezy e Abedi (2015)

Para reproduzir a resposta obtida experimentalmente nos ensaios de cisalhamento, Niari, Rafezy e Abedi (2015) apresentaram um estudo paralelo utilizando simulações numéricas com base no método dos elementos finitos. A discretização dos painéis empregou elementos de casca caracterizados por possuir quatro nós com integração reduzida, em que cada nó possui seis graus de liberdade, sendo três translações e três rotações.

A modelagem das ligações parafusadas entre os perfis e o revestimento foi realizada por meio do recurso *Mesh-Independent Fasteners*, o qual permite que a posição do fixador seja independente da localização dos nós que formam as malhas das superfícies conectadas. Segundo os autores, essa fase da modelagem apresenta grande influência na resposta dos modelos numéricos, visto que a maior parcela do deslocamento lateral de um painel de cisalhamento deve-se ao comportamento não linear das ligações entre os perfis e o revestimento.

Para simular o sistema de suporte fora do plano, os modelos tiveram os nós da guia superior liberados apenas ao deslocamento horizontal. Os locais de fixação entre a guia inferior e a base de apoio tiveram seus nós restringidos em todas as direções dos eixos globais, enquanto os *hold-downs* foram modelados como elementos de mola uniaxiais com rigidez elástica igual a 1.000 N/mm e deslocamento liberado apenas na direção do eixo vertical. A Figura 3.22 ilustra a discretização de um painel de cisalhamento, indicando o reticulado metálico, o fechamento, as ligações parafusadas e a malha de elementos.

**Figura 3.22 – Modelo de elementos finitos de um painel de cisalhamento**



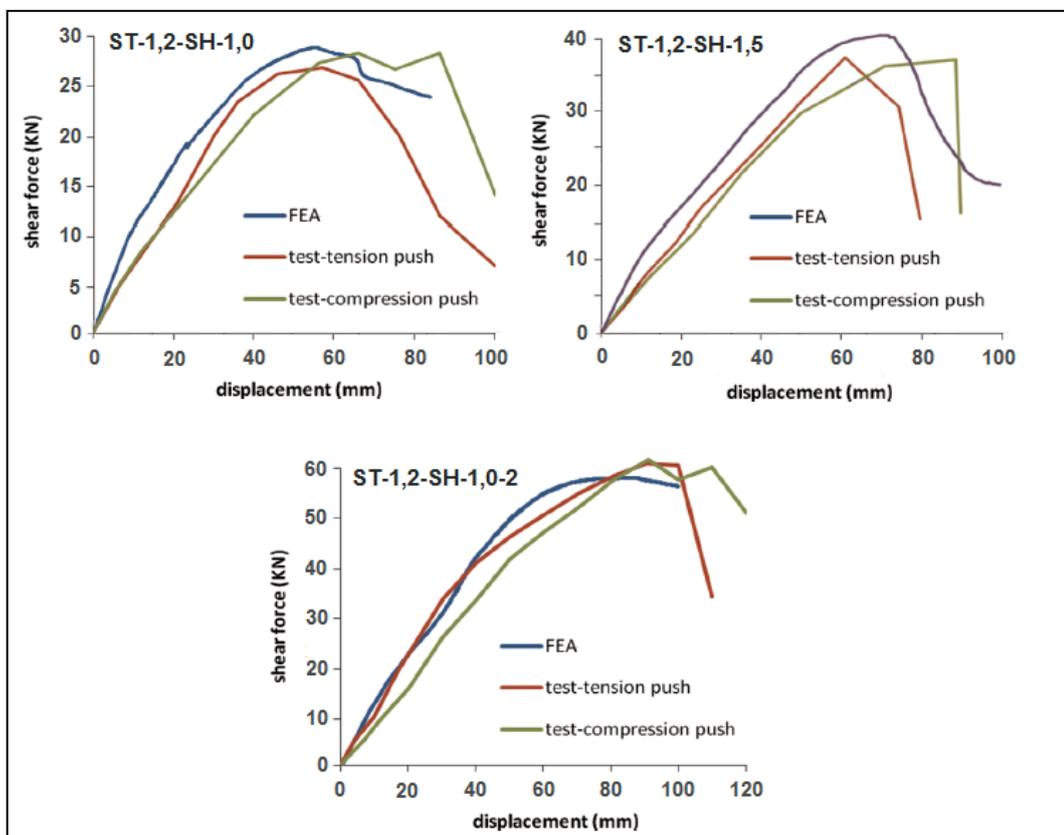
Fonte: Niari, Rafezy e Abedi (2015)

A análise não linear estática realizada por Niari, Rafezy e Abedi (2015) empregou o método de controle de deslocamento, em que a magnitude do deslocamento estrutural é aumentada de forma incremental de acordo com um padrão pré-definido pelos autores. Os modelos ainda contaram com a consideração

das não linearidades física e geométrica dos materiais que constituem a estrutura. Em vista disso, os autores utilizaram o método completo de *Newton-Raphson* para resolver as equações não lineares, bem como um fator de estabilização automática para simplificar a convergência da análise.

A comparação entre as respostas numérica e experimental dos painéis de cisalhamento é mostrada na Figura 3.23, que contém os gráficos com as curvas carga *versus* deslocamento lateral para cada corpo de prova.

**Figura 3.23 – Comparação entre os resultados numérico e experimental**

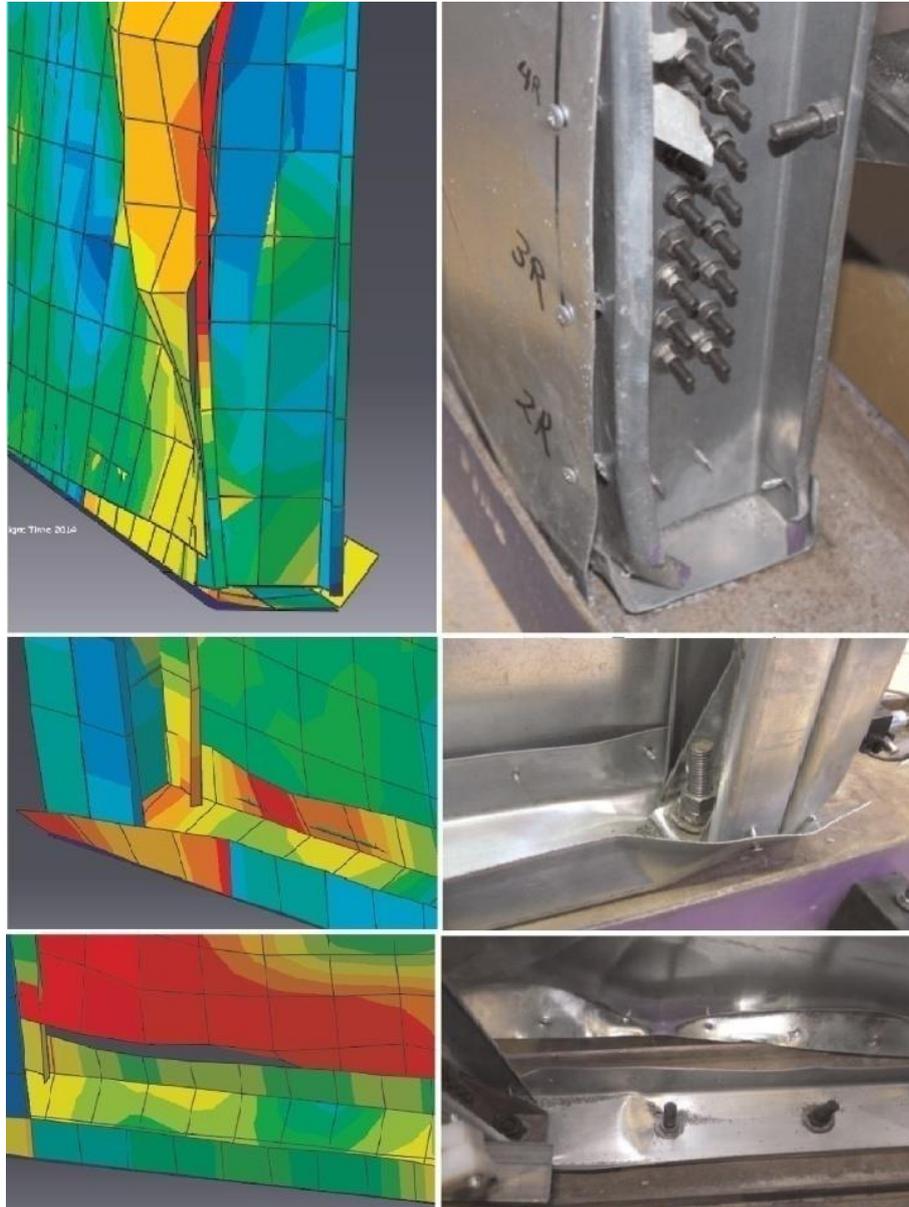


Fonte: Niari, Rafezy e Abedi (2015)

Os dados apresentados por Niari, Rafezy e Abedi (2015) indicam que a resposta das simulações numéricas é bastante próxima aos resultados obtidos via ensaios experimentais. A partir das curvas de envoltória apresentadas na Figura 3.23, observou-se que os valores referentes à carga máxima nas análises numéricas se apresentaram condizentes aos obtidos nos ensaios. Todavia, os deslocamentos correspondentes à carga máxima obtidos nas simulações atingiram valores menores em relação aos obtidos no estudo experimental, demonstrando que os modelos numéricos são mais rígidos quando comparados aos modelos reais.

A similaridade entre os resultados obtidos pelos autores pode ser melhor observada na Figura 3.24, que demonstra a comparação entre os modos de falha constatados nos ensaios experimentais e na resposta das simulações numéricas.

**Figura 3.24 – Modos de falha referentes aos estudos numérico e experimental**



Fonte: Niari, Rafezy e Abedi (2015)

Diante do exposto, Niari, Rafezy e Abedi (2015) concluem que a aplicação da análise numérica via método dos elementos finitos apresentou resultados bastante próximos aos obtidos nos ensaios experimentais, apresentando-se como um método comprovadamente confiável para estimar o comportamento sísmico de painéis de cisalhamento constituídos por fechamento metálico.

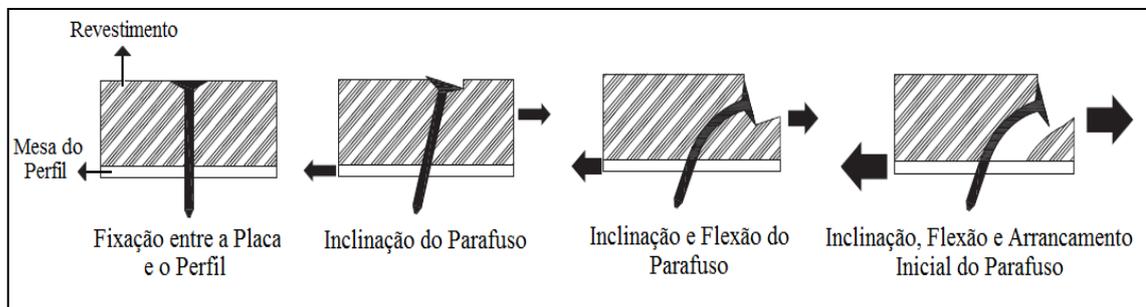
### 3.3 COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES

#### 3.3.1 Vieira Jr. e Schafer (2012)

Tendo em vista o desenvolvimento de um modelo analítico abrangente, capaz de caracterizar satisfatoriamente o comportamento das ligações parafusadas, Vieira Jr. e Schafer (2012) apresentaram um estudo experimental com objetivo de analisar as propriedades de rigidez e resistência fornecidas aos perfis de aço formados a frio devido ao confinamento propiciado pelo revestimento.

De acordo com os autores, o confinamento dos perfis que compõem um painel estrutural se configura pela sua interação com os materiais de fechamento e as ligações parafusadas. Logo, parte da rigidez fornecida aos perfis se concentra nos pontos de ligação entre esses elementos. A Figura 3.25 demonstra o comportamento característico das regiões de conexão devido ao acréscimo de deformação lateral da mesa do perfil.

**Figura 3.25 – Comportamento da ligação placa-perfil sob deformação lateral**



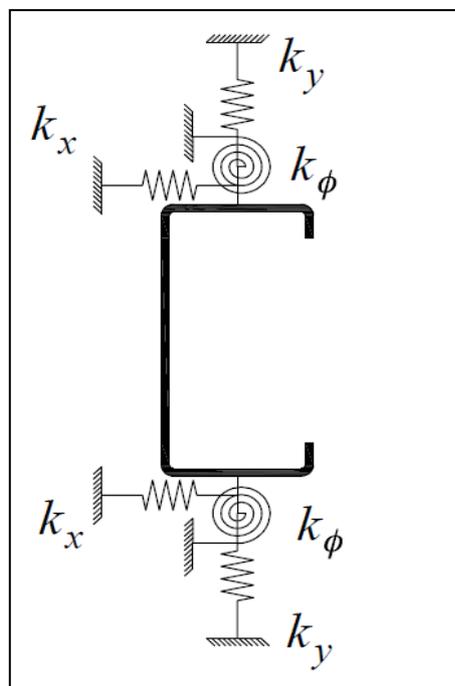
Fonte: Adaptado de Vieira Jr. e Schafer (2012)

Para determinar a contribuição de rigidez fornecida aos perfis devido a sua interação com o revestimento, Vieira Jr. e Schafer (2012) utilizaram coeficientes de mola com o intuito de caracterizar o efeito de confinamento em cada ponto de ligação, os quais foram divididos em rigidez rotacional, rigidez lateral no plano do painel e rigidez lateral fora do plano do painel. A rigidez rotacional ( $k_{\phi}$ ) é acionada quando a mesa do perfil rotaciona contra o revestimento, gerando esforços axiais no parafuso e na mesa do perfil em contato com a placa de fechamento. Já a rigidez lateral ( $k_y$ ), fora do plano do painel, advém da flexão do revestimento, sendo comumente referida como ação composta.

A última parcela, denominada rigidez lateral ( $k_x$ ), é acionada à medida que a mesa do perfil se deforma lateralmente em relação ao revestimento, gerando esforços de cisalhamento no plano do painel. Segundo os autores, a deformação lateral da mesa do perfil pode ser ocasionada devido a sua flexão em torno do eixo de menor inércia ou devido a ocorrência de flambagem por torção. Logo, a rigidez lateral ( $k_x$ ) se apresenta como a principal fonte de resistência aos modos de flambagem global mencionados.

Em vista disso, Vieira Jr. e Schafer (2012) concentraram seus esforços no estudo da rigidez lateral ( $k_x$ ), a qual foi subdividida em rigidez lateral local ( $k_{xl}$ ) e rigidez diafragma ( $k_{xd}$ ). De acordo com os autores, a rigidez lateral local advém da resistência à inclinação e à flexão do parafuso nos locais de fixação, ao passo que a rigidez diafragma deriva da resistência proporcionada pelo comportamento global do diafragma de cisalhamento. A Figura 3.26 ilustra um perfil em planta com a representação das molas laterais e rotacional em um ponto de ligação.

**Figura 3.26 – Representação esquemática das molas laterais e rotacional**



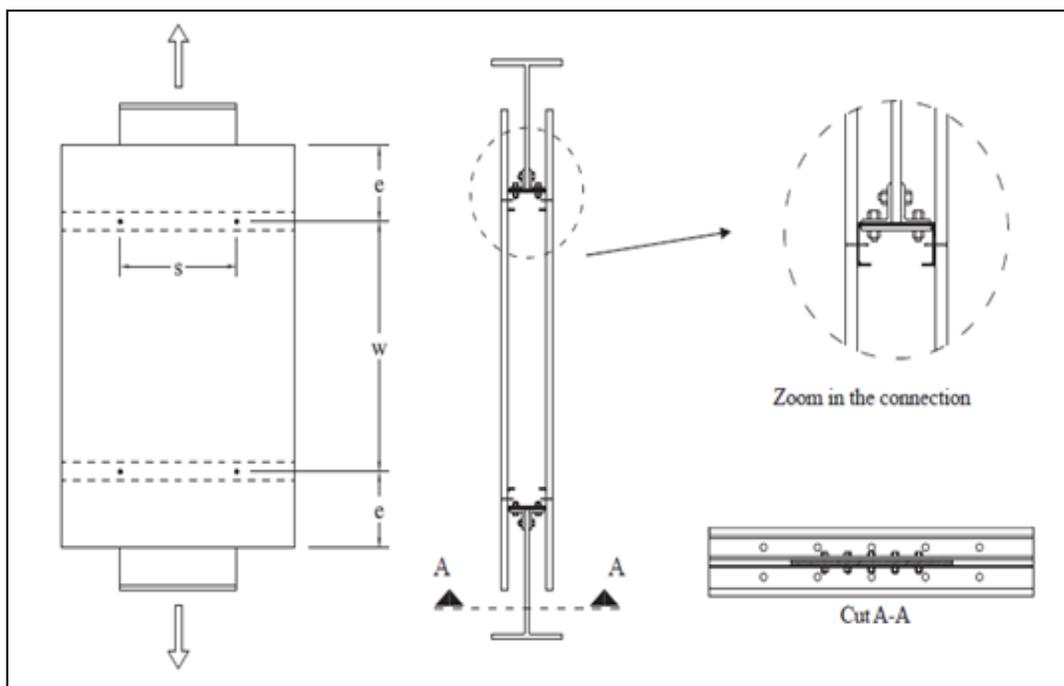
Fonte: Vieira Jr. e Schafer (2012)

Para estimar a rigidez lateral local ( $k_{xl}$ ), Vieira Jr. e Schafer (2012) conduziram ensaios simples de cisalhamento simétrico de acordo com as especificações do método de Winter, no qual são empregados corpos de prova em

escala reduzida conforme mostra a Figura 3.27. O procedimento de ensaio consiste na utilização de dois montantes conectados ao mesmo revestimento em ambos os lados, enquanto a aplicação da carga é realizada lateralmente na direção perpendicular ao eixo longitudinal do perfil, de modo que a tensão de cisalhamento se desenvolva igualmente entre os parafusos.

Tendo em vista minimizar as deformações dos montantes devido aos esforços de flexão, os perfis foram montados entre uma chapa de aço e duas cantoneiras, as quais foram fixadas ao longo do comprimento do perfil e conectadas a um perfil estrutural WT (WT 11 x 9) com a função de receber e transmitir os esforços dos atuadores de carga. Já a aplicação do carregamento foi realizada por um atuador hidráulico com capacidade de 445 kN e curso de 152,4 mm.

**Figura 3.27 – Esquema de ensaio para obtenção da rigidez lateral local**



Fonte: Vieira Jr. e Schafer (2012)

O estudo experimental conduzido por Vieira Jr. e Schafer (2012) empregou corpos de prova idênticos, nos quais variou-se apenas os parâmetros de espaçamento entre eixos dos perfis ( $w$ ), espaçamento entre fixadores ( $s$ ) e distância dos fixadores à borda da placa ( $e$ ). Como revestimento foram utilizados o OSB com espessura de 11,11 mm e o gesso acartonado com espessura de 12,70 mm, os quais foram fixados aos perfis por meio de parafusos de 4,2 mm de diâmetro.

Os autores ainda consideraram a variação das condições ambientais em seus ensaios, submetendo os corpos de prova às condições úmida, seca e normal. A condição úmida foi estabelecida mantendo o revestimento dentro de um tanque com água durante sete dias. Para condição seca, o revestimento foi mantido em uma estufa pelo mesmo período de tempo a uma temperatura de 103 °C, enquanto que a condição normal foi estabelecida mantendo o revestimento em uma câmara ambiental com temperatura de 20 °C e umidade de 65%.

A partir da resposta completa dos corpos de prova aos ensaios experimentais, foram obtidas as curvas carga *versus* deslocamento para cada corpo de prova, das quais foram retirados os valores da carga máxima ( $P_{m\acute{a}x}$ ), do deslocamento correspondente à carga máxima ( $\delta_{P_{m\acute{a}x}}$ ) e da rigidez lateral local ( $k_{xl}$ ). A Tabela 3.8 apresenta um resumo condensado dos resultados obtidos pelos autores, na qual a rigidez lateral local representa a relação entre a carga e o deslocamento na resposta inicial ao ensaio correspondente a 10% da carga máxima.

**Tabela 3.8 – Resumo condensado dos resultados dos ensaios**

Revest.	Condição do Ensaio	$k_{xl}$			$P_{m\acute{a}x}$		$\delta @ P_{m\acute{a}x}$	
		Média (N/mm)	<i>n</i>	CoV	Média (N)	CoV	Média (mm)	CoV
OSB	Normal <sup>a</sup>	1241	6	0,07	2572	0,03	15,7	0,16
	Overdriven <sup>b</sup>	1640	3	0,10	1821	0,05	8,7	0,27
	Úmido <sup>c</sup>	1108	2	0,10	1171	0,04	13,0	0,21
Gesso	Normal <sup>a</sup>	426	3	0,02	382	0,03	8,7	0,13
	Overdriven <sup>b</sup>	612	3	0,14	299	0,02	3,7	0,57
	Úmido <sup>c</sup>	41	1	–	92	–	10,5	–

<sup>a</sup> Normal: *w* = 609,6 mm; *s* = 101,6 mm, 304,8 mm ou 508 mm; *e* = 152,4 mm.

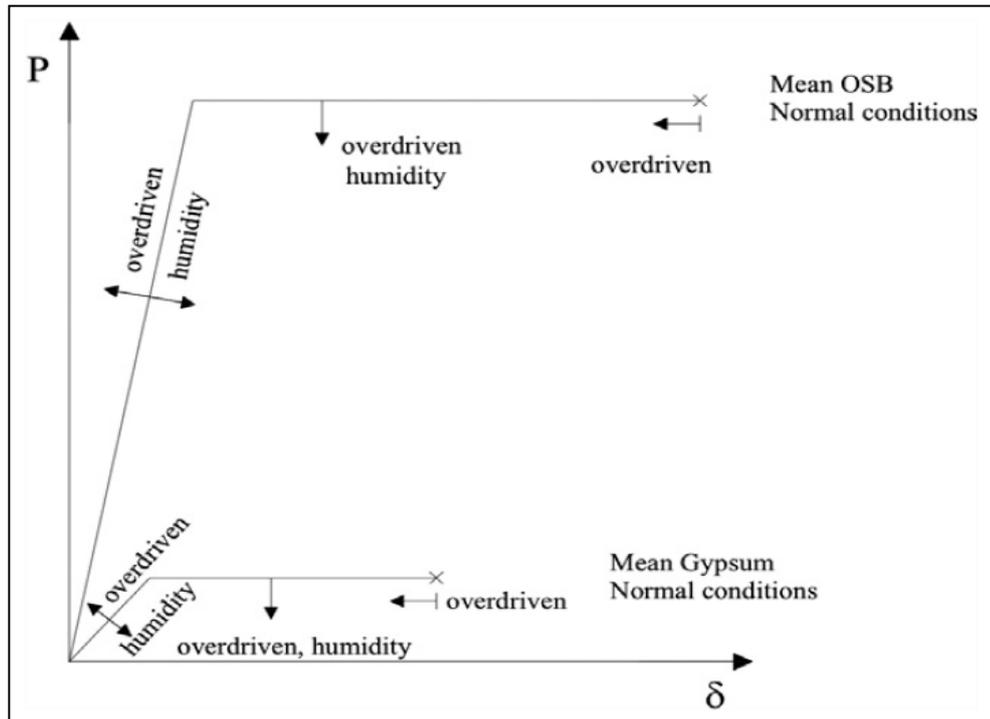
<sup>b</sup> Overdriven: Mesmo *w*, *s* e *e* da condição normal, com o fixador embutido 3,175 mm na placa.

<sup>c</sup> Úmida: *w* = 203,2 mm; *e* = 50,8 mm; *s* = 228,6 mm ou 304,8 mm (OSB) e *s* = 152,4 mm (Gesso).

Fonte: Vieira Jr. e Schafer (2012)

Os resultados obtidos por Vieira Jr. e Schafer (2012) sugerem que os corpos de prova revestidos com OSB apresentam amplo desempenho em relação aos corpos de prova ensaiados com revestimento de gesso acartonado. Em condições normais, observou-se que a rigidez lateral local dos corpos de prova ensaiados com OSB supera em três vezes à rigidez das amostras revestidas com gesso. A Figura 3.28 fornece a descrição gráfica das médias dos resultados, na qual é possível observar a grande diferença de rigidez e resistência dos corpos de prova devido aos materiais de fechamento empregados.

Figura 3.28 – Descrição gráfica das médias dos resultados



Fonte: Vieira Jr. e Schafer (2012)

Conforme indicado na Figura 3.28, observa-se que o impacto da umidade e do *overdriven* são os mesmos para ambos os revestimentos. O *overdriven* se caracteriza pelo embutimento da cabeça do fixador através do revestimento, causando a redução da espessura da placa nas regiões de ligação. Esse fenômeno aumenta a rigidez dos corpos de prova, contudo reduz sua resistência e capacidade de deformação. Já a presença de umidade altera as propriedades do revestimento, levando a uma redução significativa de rigidez e resistência dos corpos de prova.

De acordo com Vieira Jr. e Schafer (2012), os corpos de prova ensaiados com gesso acartonado em condições normais apresentaram rigidez inicial significativa. Todavia, quando exposto à umidade, o gesso acartonado sofre uma perda considerável de rigidez e resistência, deixando de se comportar como um material estrutural. Logo, as propriedades estruturais do gesso acartonado devem ser tratadas com bastante cautela durante a fase de projeto, uma vez que apresentam variação substancial de acordo com as condições do ambiente.

Em última análise, os autores observaram que a variação do espaçamento entre fixadores representou pouca influência na rigidez e resistência das ligações dos corpos de prova, indicando que as deformações e os mecanismos de falha ocorrem localmente para cada dispositivo de fixação.

A caracterização da rigidez diafragma fornecida aos perfis provou historicamente ser bastante complexa devido a dificuldade em se obter sua contribuição isolada a partir do ensaio físico. Sabe-se que a rigidez e a resistência crítica que o revestimento fornece ao perfil são derivadas do efeito diafragma e do cisalhamento direto nas regiões de ligação. Todavia, o modelo de Winter ignora a contribuição do diafragma global de cisalhamento, pressupondo que apenas as deformações locais devem ser consideradas no dimensionamento dos montantes.

Para verificar essa hipótese, Vieira Jr. e Schafer (2012) conduziram um programa de ensaio em escala real, no qual foram empregados painéis constituídos por perfis de aço formados a frio submetidos à compressão. Os ensaios foram realizados em painéis com tiras de OSB de 50,80 mm de largura fixadas aos montantes conforme mostra a Figura 3.29. Esse modelo foi idealizado visando anular a resistência fornecida pelo diafragma de cisalhamento mantendo, contudo, a resistência nos locais de ligação.

**Figura 3.29 – Ensaio em escala real com tiras de OSB fixadas aos montantes**



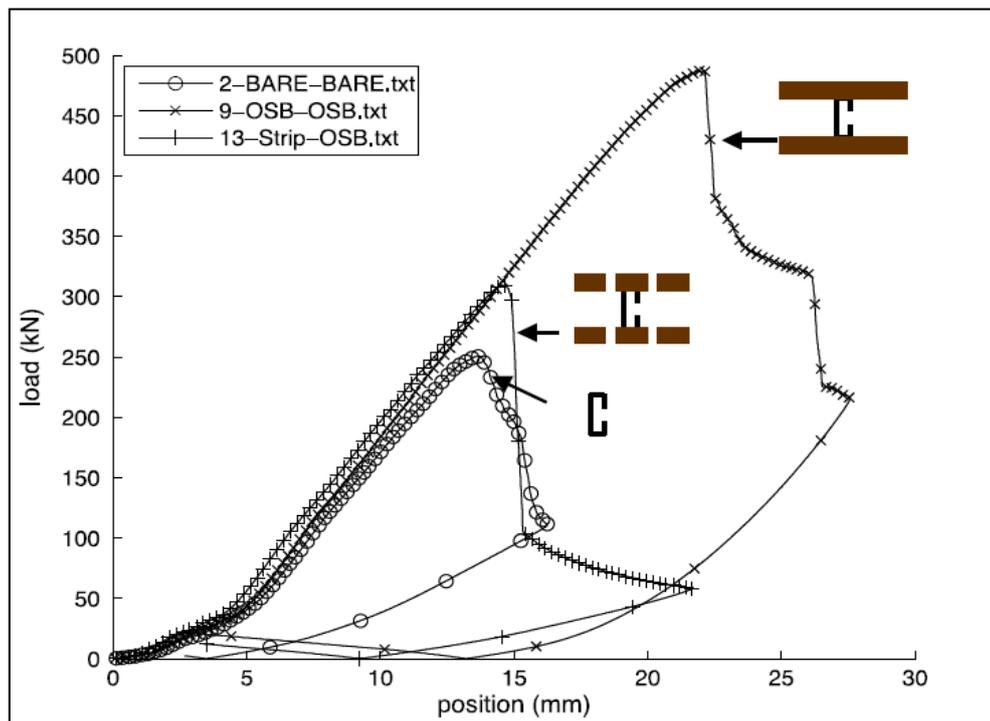
Fonte: Vieira Jr. e Schafer (2012)

Conforme pode ser observado na Figura 3.30, os painéis constituídos apenas pelo reticulado metálico atingiram a falha devido à flambagem global dos perfis com uma carga média de 249 kN. Já os painéis ensaiados com revestimento

de OSB romperam devido à flambagem local dos montantes, atingindo uma carga média de 489 kN. Esse comportamento demonstra que o material de fechamento garante um impacto significativo na capacidade resistente do painel, uma vez que limita a ocorrência da falha devido aos modos de flambagem global.

Em relação aos ensaios conduzidos em painéis com tiras de OSB, pôde-se constatar a ocorrência de flambagem por flexão dos montantes no instante em que a carga atingiu 311 kN. De modo geral, observou-se que as tiras fixadas aos perfis fornecem apenas a parcela de rigidez lateral local, o que proporcionou o aumento da capacidade resistente dos painéis, mas nenhuma alteração de estado limite. Logo, os resultados demonstram que a rigidez lateral local e a rigidez diafragma atuam de forma combinada, fornecendo resistência e suporte ao perfil confinado.

**Figura 3.30 – Curvas carga versus deslocamento dos painéis ensaiados**



Fonte: Vieira Jr. e Schafer (2012)

Para fins de projeto, Vieira Jr. e Schafer (2012) ainda propuseram um modelo analítico simplificado para caracterizar a rigidez lateral ( $k_x$ ) fornecida ao perfil, no qual as rigidezes local e diafragma são tratadas como duas molas em série em cada ponto de fixação. Segundo os autores, o modelo proposto fornece uma estimativa aproximada, sendo recomendado para os casos em que os ensaios experimentais são inviáveis ou impraticáveis.

### 3.3.2 Peterman, Nakata e Schafer (2014)

Com o intuito de desenvolver um método puramente baseado nos conceitos de mecânica, capaz de prever a resposta lateral de painéis em *Light Steel Framing* em diversos cenários, Peterman, Nakata e Schafer (2014) realizaram um estudo experimental visando caracterizar a resposta histerética das ligações parafusadas entre os perfis e o revestimento para o uso em modelos computacionais.

Os autores basearam sua metodologia de ensaio nos procedimentos fornecidos pelo método de Winter, no qual são empregados corpos de prova em escala reduzida submetidos ao cisalhamento simples. Em sua concepção, os corpos de prova tiveram os parâmetros de espaçamento entre fixadores e espessura da chapa do perfil variados, de modo que diversos panoramas fossem analisados. Como revestimento foram avaliados o OSB e o gesso acartonado, os quais foram fixados aos perfis por meio de parafusos de 4,2 mm de diâmetro.

Os ensaios foram conduzidos com carregamento monotônico e cíclico aplicados lateralmente na direção perpendicular ao eixo longitudinal do perfil. Para aplicação do carregamento cíclico, Peterman, Nakata e Schafer (2014) utilizaram o protocolo CURRE com uma frequência cíclica constante e deslocamento de referência baseado nos resultados dos ensaios monotônicos. A Tabela 3.9 apresenta um resumo das características dos corpos de prova empregados nos ensaios conduzidos pelos autores.

**Tabela 3.9 – Características dos corpos de prova concebidos pelos autores**

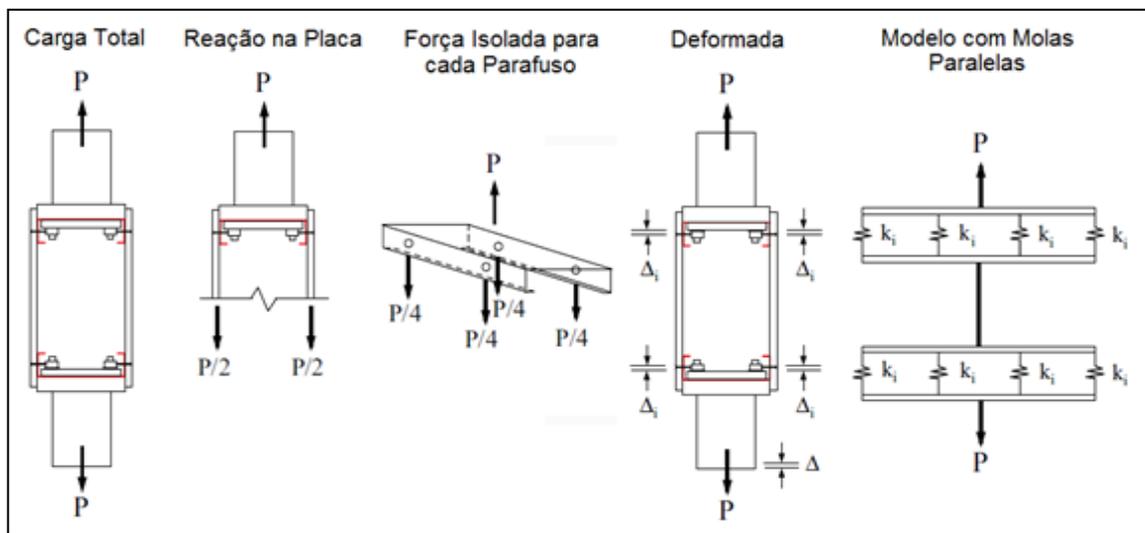
Corpo de Prova	Espessura do Perfil ( <i>mm</i> )	Intervalo entre Fixadores ( <i>mm</i> )	Monotônico		Cíclico	
			OSB	Gesso	OSB	Gesso
CP-0,84-152	0,84	152	2 <sup>a</sup>	2	2	2
CP-0,84-305	0,84	305	2	2	2	2
CP-1,37-152	1,37	152	2	2	2	2
CP-1,37-305	1,37	305	2	2	2	2
CP-2,46-152	2,46	152	3	2	2	2
CP-2,46-305	2,46	305	2	2	2	2

<sup>a</sup> Número de corpos de prova ensaiados

Fonte: Adaptado de Peterman, Nakata e Schafer (2014)

De acordo com Peterman, Nakata e Schafer (2014), os dados obtidos nos ensaios experimentais são determinados para o conjunto de fixadores, sendo necessária sua distribuição para cada parafuso. Para tanto, a carga ( $P$ ) aplicada no conjunto deve ser dividida pelo número de fixadores de cada perfil, de modo que a força isolada ( $P_i$ ) para cada parafuso seja determinada. Já os valores isolados de deformação ( $\Delta_i$ ) e rigidez inicial ( $k_i$ ) são derivados da divisão do deslocamento e da rigidez total obtidas para o sistema. A Figura 3.31 apresenta os diagramas de corpo livre e os detalhes referentes a distribuição de valores para cada parafuso.

**Figura 3.31 – Detalhes da determinação dos parâmetros isolados**



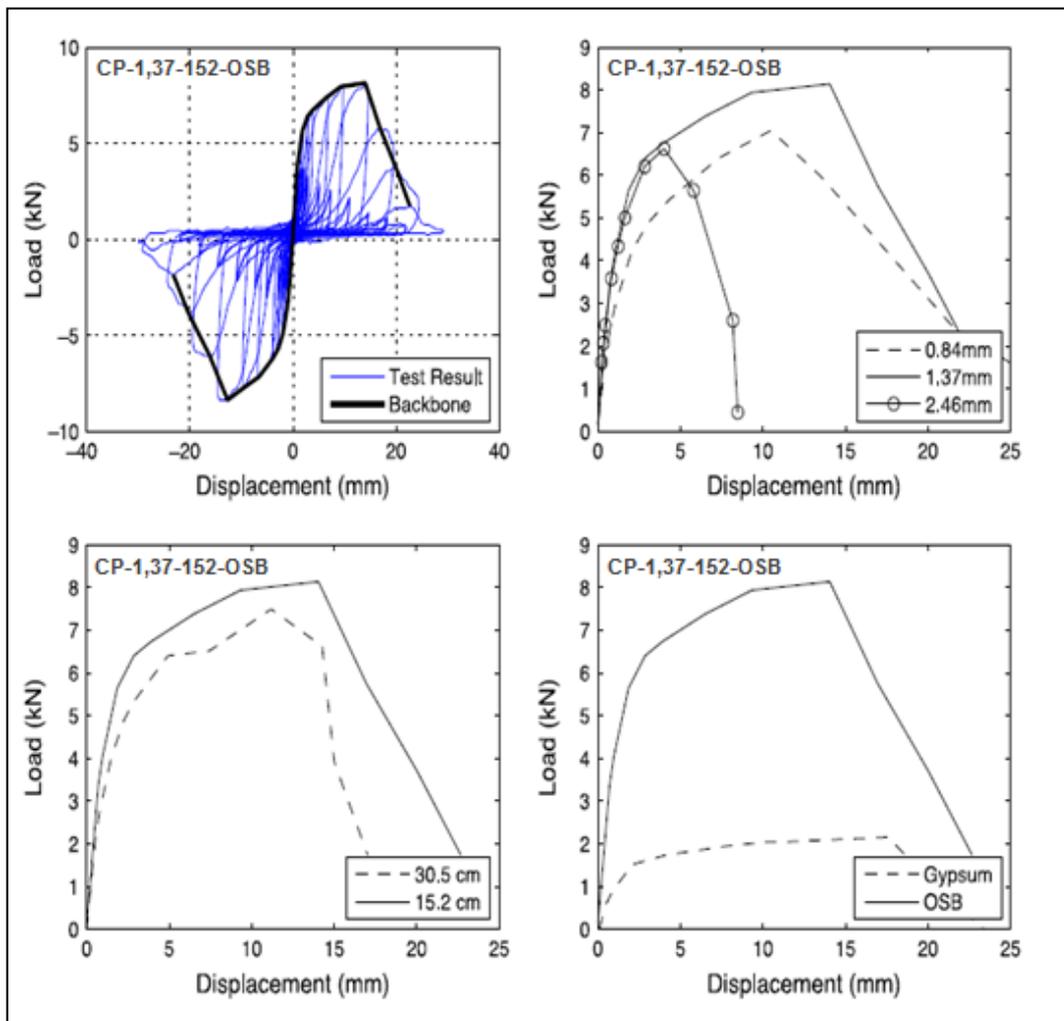
Fonte: Adaptado de Peterman, Nakata e Schafer (2014)

A partir da resposta dos corpos de prova ao ensaio monotônico, Peterman, Nakata e Schafer (2014) constataram que o revestimento de OSB fornece maior suporte nas regiões de ligação quando comparado ao gesso acartonado. Os resultados demonstraram que a variação do espaçamento entre fixadores representou pouca influência na rigidez e resistência das ligações dos corpos de prova, indicando que as tensões se concentram nos locais de ligação.

Em relação aos perfis, os autores observaram que o aumento da espessura da chapa fornece maior rigidez inicial ao conjunto sem, necessariamente, aumentar sua resistência. Esse fenômeno ocorre devido a eventual alteração do modo de falha, que pode passar da ruptura do fechamento para o cisalhamento dos parafusos, resultando em menores valores de resistência e deslocamento em virtude do comportamento frágil do conjunto.

Em geral, os resultados obtidos nos ensaios cíclicos realizados por Peterman, Nakata e Schafer (2014) foram bastante semelhantes aos obtidos nos ensaios conduzidos com carregamento monotônico. Conforme esperado, os autores constataram que o revestimento aplicado nos corpos de prova representa o parâmetro dominante em seus ensaios. A descrição gráfica dos resultados para o caso base pode ser observada na Figura 3.32, na qual são apresentadas a resposta histerética do corpo de prova e a comparação do seu comportamento devido ao efeito da variação dos parâmetros avaliados no programa de ensaio.

**Figura 3.32 – Resposta do caso base aos parâmetros variados nos ensaios**



Fonte: Adaptado de Peterman, Nakata e Schafer (2014)

Com base nos resultados obtidos nos ensaios cíclicos, Peterman, Nakata e Schafer (2014) observaram que os corpos de prova compostos por revestimento em OSB apresentaram deslocamento máximo absoluto bastante próximos. Todavia, a

resposta dos corpos de prova ensaiados com gesso acartonado forneceu valores de deslocamento máximo positivo e negativo divergentes. De acordo com os autores, esse fenômeno ocorre em razão do rasgamento da borda da placa na direção positiva, resultando em menores valores de deslocamento máximo nessa direção devido a perda abrupta de resistência do conjunto.

Para caracterizar a resposta histerética das ligações parafusadas entre os perfis e o revestimento, Peterman, Nakata e Schafer (2014) empregaram o *software* Opensees devido a sua capacidade de considerar a influência da degradação. Em sua análise, os autores realizaram a parametrização dos resultados experimentais por meio do modelo *Pinching4* visando captar com precisão o comportamento e os mecanismos de falha dominantes dos corpos de prova.

Os dados apresentados por Peterman, Nakata e Schafer (2014) permitem a caracterização do comportamento das ligações, fornecendo as bases para sua implementação em modelos numéricos de painéis de cisalhamento sujeitos à ações sísmicas. Apesar de concentrar seu objetivo no estudo das ligações, o trabalho desenvolvido pelos autores contribui para a compreensão dos mecanismos resistentes aos esforços laterais em geral, apresentando informações substanciais para o desenvolvimento dos métodos de projeto de painéis em *Light Steel Framing*.

### 3.4 MODELOS SIMPLIFICADOS PARA PAINÉIS DE CISALHAMENTO

#### 3.4.1 Vitor (2012)

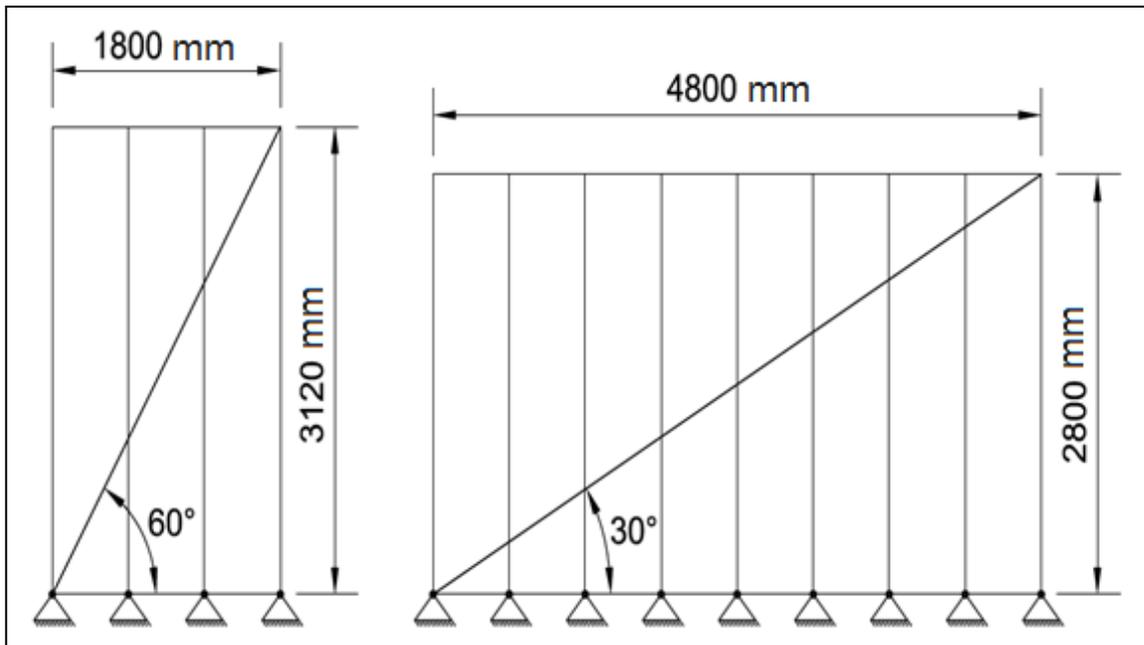
Em seu trabalho, Vitor (2012) apresentou um estudo sobre a estabilidade estrutural de painéis de cisalhamento com o objetivo de desenvolver um modelo analítico para o método da diagonal equivalente baseado na regressão não linear multivariada. O estudo conduzido pelo autor empregou análises numéricas com base no método dos elementos finitos a fim de reproduzir o comportamento de diversas configurações de painéis e obter os parâmetros de rigidez e resistência necessários para calibração do método.

O modelo simplificado proposto por Vitor (2012) consiste na substituição da placa estrutural de fechamento por uma barra circular fictícia de aço trabalhando à tração denominada diagonal equivalente. Essa estratégia permite que a análise estrutural dos painéis seja realizada apenas com o processamento do reticulado

metálico, utilizando como contraventamento uma diagonal com rigidez obtida a partir dos resultados fornecidos pelas análises numéricas e com diâmetro calculado por meio da teoria do princípio dos trabalhos virtuais (PTV).

O modelo analítico desenvolvido por Vitor (2012) foi ajustado para duas configurações de painéis, os quais foram concebidos com dimensões compatíveis para que o ângulo formado entre a diagonal equivalente e a guia inferior apresentasse aproximadamente  $30^\circ$  e  $60^\circ$  conforme mostra a Figura 3.33. A fim de se obter a rigidez da diagonal para diversos modelos, o autor ainda avaliou o efeito da variação do intervalo entre fixadores, do espaçamento entre montantes e da espessura da placa de OSB.

**Figura 3.33 – Geometrias adotadas para o modelo de diagonal equivalente**



Fonte: Adaptado de Vitor (2012)

A partir dos resultados obtidos nas simulações numéricas, Vitor (2012) determinou o diâmetro da diagonal equivalente para cada modelo por meio da teoria do princípio dos trabalhos virtuais (PTV). A consistência dos resultados foi verificada com uma nova análise por meio do *software* SAP2000, na qual foram utilizados os valores referentes ao diâmetro das diagonais e a força cisalhante máxima fornecida pelo estudo numérico. Como resultado, verificou-se que os valores de deslocamento lateral obtidos para cada modelo na análise de barras foram bastante próximos aos obtidos via análise numérica, apresentando erro relativo máximo igual a 12,64%.

Após avaliar a resposta para diversos modelos de painéis, Vitor (2012) apresentou uma proposta de equação para o cálculo da diagonal equivalente em painéis de cisalhamento, a qual foi baseada no método da regressão não linear multivariada e desenvolvida por meio do software estatístico MINITAB. O autor desenvolveu uma equação para cada grupo de painéis, além de uma expressão geral que fornece o diâmetro da diagonal para as duas geometrias avaliadas independentemente do valor da força cisalhante.

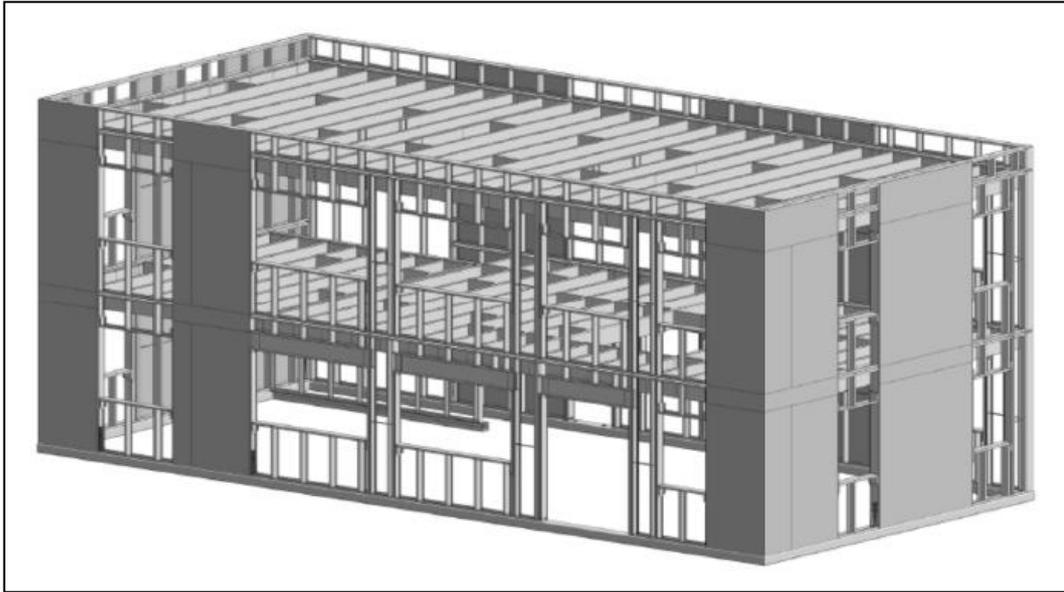
Vitor (2012) observou em seus resultados que as equações propostas para o cálculo da diagonal equivalente dos painéis avaliados forneceram valores com erro relativo máximo da ordem de 6% à 18% em relação aos valores obtidos por meio da expressão fornecida pela teoria do princípio dos trabalhos virtuais (PTV). Embora os resultados se apresentem satisfatórios, o autor conclui que o refinamento do estudo a partir da inclusão de análises experimentais e estatísticas pode convergir ainda mais os resultados, de modo que a diagonal equivalente proporcione aos painéis a mesma rigidez e resistência lateral estabelecida pelo confinamento fornecido pelas placas de fechamento.

#### **3.4.2 Leng, Schafer e Buonopane (2012)**

Tendo em vista o desenvolvimento de um modelo não linear capaz de caracterizar adequadamente a resposta lateral de estruturas constituídas por perfis de aço formados a frio, Leng, Schafer e Buonopane (2012) apresentaram um estudo contendo análises computacionais de um edifício de dois pavimentos sujeito à ações sísmicas. O estudo consistiu na avaliação do desempenho dinâmico da estrutura completa por meio de um *software* de análise de elementos finitos de barra capaz de simular com precisão a resposta de estruturas sujeitas a sismos.

A edificação estudada por Leng, Schafer e Buonopane (2012) empregou em sua estrutura painéis revestidos com placas de OSB como mecanismo resistente aos esforços horizontais, os quais foram dimensionados de acordo com às especificações do AISI S213 (AISII, 2007). Em sua análise, os autores consideraram somente as regiões sem aberturas como resistentes aos esforços de cisalhamento, as quais são destacadas pela presença das placas de fechamento no esquema tridimensional da edificação ilustrado na Figura 3.34.

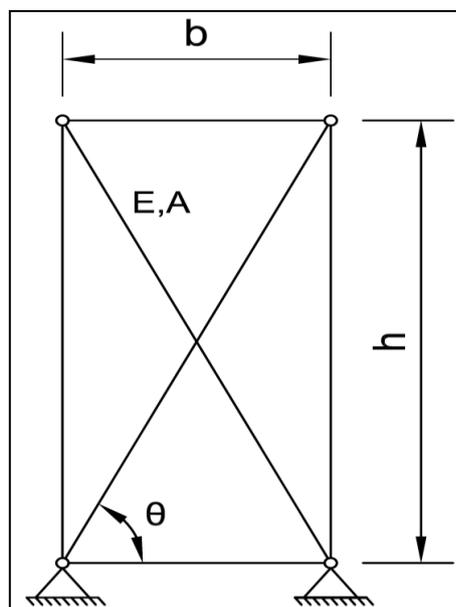
**Figura 3.34 – Modelo tridimensional da edificação estudada pelos autores**



Fonte: Leng, Schafer e Buonopane (2012)

A análise da edificação conduzida por Leng, Schafer e Buonopane (2012) empregou modelos bidimensionais e tridimensionais para simular a resposta da estrutura devido a vibração causada pelas excitações sísmicas. Para tanto, os autores lançaram mão de um modelo simplificado para análise dos painéis responsáveis por resistir aos esforços laterais, os quais tiveram as placas de fechamento substituídas por diagonais equivalentes conforme mostra a Figura 3.35.

**Figura 3.35 – Modelo simplificado para painéis de cisalhamento**



Fonte: Leng, Schafer e Buonopane (2012)

A fim de avaliar a eficiência dos modelos de análise no contexto da edificação estudada, Leng, Schafer e Buonopane (2012) simularam a resposta da estrutura empregando o modelo elástico perfeitamente plástico (EPP) e o modelo multilinear *Pinching4*. De acordo com os autores, os modelos que incorporam uma idealização elástica perfeitamente plástica são capazes de fornecer uma melhor caracterização do atual estado da prática, enquanto o modelo *Pinching4* considera as tensões residuais devido aos esforços cíclicos, fornecendo uma caracterização mais realista do comportamento da estrutura.

Os resultados obtidos por Leng, Schafer e Buonopane (2012) sugerem que os modelos caracterizados por possuir comportamento elástico perfeitamente plástico (EPP) são inadequados em caso de sismos, uma vez que desconsideram a influência da degradação na resposta histerética da estrutura. Nesse contexto, o modelo *Pinching4* mostrou-se mais eficiente, reproduzindo com precisão as não linearidades e os mecanismos dominantes obtidos na resposta experimental dos painéis de cisalhamento que compõem a edificação.

Leng, Schafer e Buonopane (2012) concluem que os modelos bidimensionais geralmente são apropriados apenas para os casos em que a estrutura apresenta diafragma flexível entre os pavimentos. Embora a edificação estudada apresente plano regular, os autores destacam que a distribuição assimétrica dos painéis de cisalhamento gera uma excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez da estrutura. Logo, somente um modelo tridimensional contendo as devidas considerações de rigidez do diafragma é capaz de simular adequadamente a resposta da edificação em questão.

### 3.5 EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM *LIGHT STEEL FRAMING*

Os sistemas estruturais constituídos por perfis de aço formados a frio estão se consolidando progressivamente no cenário mundial da construção civil, uma vez que incorporam diversas vantagens técnicas e construtivas, como o alto grau de industrialização, a versatiliadade e a rapidez de execução. Apesar do sistema *Light Steel Framing* ser considerado uma referência em tecnologia na indústria da construção, a falta de informação associada a uma série de barreiras culturais dificultam a disseminação do método construtivo no Brasil, o qual é comumente associado a uma solução ideal apenas para edificações de até dois pavimentos.

Tal pensamento acaba desqualificando o método construtivo de maneira equivocada, uma vez que países desenvolvidos já empregam tradicionalmente o sistema LSF em edificações de até seis pavimentos conforme pode ser observado na Figura 3.36. Embora os métodos de cálculo para estas estruturas estejam bem estabelecidos, estudos recentes têm impulsionado avanços notáveis no projeto de painéis confinados, ampliando a viabilidade da utilização do sistema *Light Steel Framing* em edificações de múltiplos pavimentos devido a contribuição de rigidez lateral obtida com o uso das placas de fechamento.

**Figura 3.36 – Edifício de múltiplos pavimentos em LSF**



Fonte: Schafer (2011)

Tendo em vista o desenvolvimento dessa temática, Bevilaqua (2005) realizou um estudo numérico com o intuito de avaliar o desempenho estrutural do sistema *Light Steel Framing* aplicado em uma série de modelos de edifícios

residenciais de quatro e de sete pavimentos. Em seu trabalho, a autora avaliou a contribuição das placas de OSB para estabilização lateral da estrutura, as quais foram substituídas por diagonais equivalentes para simular o efeito de diafragma fornecido aos painéis estruturais que compõem a edificação.

Os resultados obtidos por Bevilaqua (2005) indicaram que a consideração do efeito de confinamento dos perfis obtido com o uso das placas de OSB é bastante positivo, uma vez que proporciona maior simplicidade na execução dos painéis estruturais devido a eliminação das fitas de aço localizadas nas faces de aplicação das placas. Nesse contexto, a utilização dos materiais de fechamento permite que edifícios de até sete pavimentos possam ser viabilizados no sistema *Light Steel Framing*, visto que o método de contraventamento com fitas de aço pode ser insuficiente para estabilização lateral dessas estruturas.

Em uma abordagem semelhante, Cardoso, Rodrigues e Caldas (2016) realizaram um estudo computacional para avaliar a estabilidade lateral de um edifício de quatro pavimentos estruturado a partir do sistema *Light Steel Framing*. O estudo consistiu em analisar a viabilidade do uso das placas de OSB como elementos resistentes aos esforços laterais em painéis de múltiplos pavimentos. Para tanto, os autores modelaram a estrutura do edifício empregando diagonais equivalentes com diâmetro calculado a partir da equação geral proposta por Vitor (2012).

Os resultados obtidos por Cardoso, Rodrigues e Caldas (2016) indicaram que as placas de OSB fornecem elevada rigidez e resistência lateral aos painéis de cisalhamento que compõem a estrutura do edifício. Segundo os autores, a consideração do efeito de confinamento dos perfis pelas placas de fechamento reduz a necessidade do uso de fitas de aço galvanizado como contraventamento lateral, resultando na redução do consumo de aço e na economia da mão de obra empregada na execução da estrutura.

De acordo com Gaspar (2013), a ausência de conexões rígidas na estrutura do sistema *Light Steel Framing* confere à edificação uma grande flexibilidade, permitindo que a estrutura se adapte as movimentações provocadas por abalos sísmicos. Nesse sentido, a capacidade de absorver deformações laterais torna o sistema LSF uma solução ideal para regiões propensas à fenômenos naturais, tais como sísmos e furacões. A Figura 3.37 ilustra a execução de um edifício de múltiplos pavimentos localizado em uma zona sísmica dos Estados Unidos.

Figura 3.37 – Edifício em *Light Steel Framing* localizado em uma região sísmica



Fonte: Leng (2015)

Devido a imprevisibilidade dos abalos sísmicos, Rego (2012) realizou um estudo para avaliar o desempenho estrutural de uma edificação residencial em *Light Steel Framing* submetida a ações cíclicas. Para tanto, o autor desenvolveu um modelo de um edifício de quatro pavimentos por meio do *software* SAP2000, no qual foram avaliados o sistema de contraventamento com fitas de aço galvanizado e o efeito de confinamento dos perfis pelo fechamento. A estratégia de modelagem consistiu na adoção de diagonais equivalentes com a função de conferir aos painéis uma rigidez similar a obtida com o uso das placas de fechamento.

Tal solução conduziu a bons resultados quando aplicada ao modelo de barras, atestando que a contribuição do revestimento apresenta influência significativa no comportamento estrutural do edifício estudado. Embora o efeito de diafragma proporcionado pelos materiais de fechamento seja positivo para estabilidade global da estrutura, Rego (2012) salienta que o dimensionamento dos perfis confinados deve seguir criteriosamente os preceitos das normas vigentes, além de exigir um conhecimento aprofundado do projetista sobre a interação dos materiais que compõem os pórticos de múltiplos pavimentos.

### 3.6 DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ADMISSÍVEIS

Em seu texto, a ABNT NBR 14.762:2010 apresenta os valores dos deslocamentos máximos requeridos para situações usuais em projetos de estruturas constituídas por perfis de aço formados a frio. De acordo com os preceitos da norma, esses deslocamentos devem ser entendidos como valores práticos a serem utilizados para verificação do estado limite de serviço (ELS) de deslocamentos excessivos da estrutura, tratando-se de valores empíricos que servem como parâmetro de comparação com os resultados da análise estrutural.

Em alguns casos, limites mais rigorosos podem ser adotados considerando, por exemplo, o uso da edificação, as características dos materiais de acabamento, o funcionamento de equipamentos, questões de ordem econômica e a percepção de desconforto. Nesse sentido, o responsável técnico pelo projeto deve analisar criteriosamente cada situação, de modo que os deslocamentos da estrutura não venham a afetar o desempenho da edificação, a causar empoçamentos na cobertura ou mesmo danos permanentes a elementos não estruturais sujeitos a fissuração.

Em se tratando de estruturas projetadas a partir do sistema construtivo *Light Steel Framing*, os deslocamentos horizontais dos painéis devem ser inferiores aos valores máximos dados na Tabela A.1 apresentada no Anexo A da ABNT NBR 14.762:2010. Esses deslocamentos admissíveis podem ser obtidos a partir das relações  $(H/400)$  e  $(h/500)$ , nas quais  $(h)$  é a altura do pavimento e  $(H)$  é a altura total do edifício em relação à base.

O *International Building Code* (IBC, 2015) também prescreve limites para as deflexões de estruturas sujeitas a ações horizontais. Em seu texto, o código fornece limites para painéis com acabamento de gesso ou estuque  $(H/360)$ , painéis com outros acabamentos frágeis  $(H/240)$  e painéis com acabamentos flexíveis  $(H/120)$ , onde  $(H)$  é a altura da estrutura em relação à base. Convém observar que, a norma estadunidense divide os painéis em categorias de acordo com as características do material de acabamento empregado, estabelecendo limites menos restritivos quando comparado aos deslocamentos máximos prescritos pela norma nacional.

## 4 ANÁLISE NUMÉRICA VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

### 4.1 ASPECTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA

A proposta do presente trabalho consiste em apresentar um método de cálculo capaz de caracterizar devidamente a contribuição das placas de fechamento na restrição lateral dos montantes que compõem os painéis do sistema *Light Steel Framing*. Para tanto, o estudo partiu de uma abordagem numérica via método dos elementos finitos, na qual utilizou-se o *software ANSYS Academic Research Mechanical, Release 19.0*, como ferramenta para a simulação do comportamento estrutural de um painel isolado submetido ao esforço horizontal no seu plano.

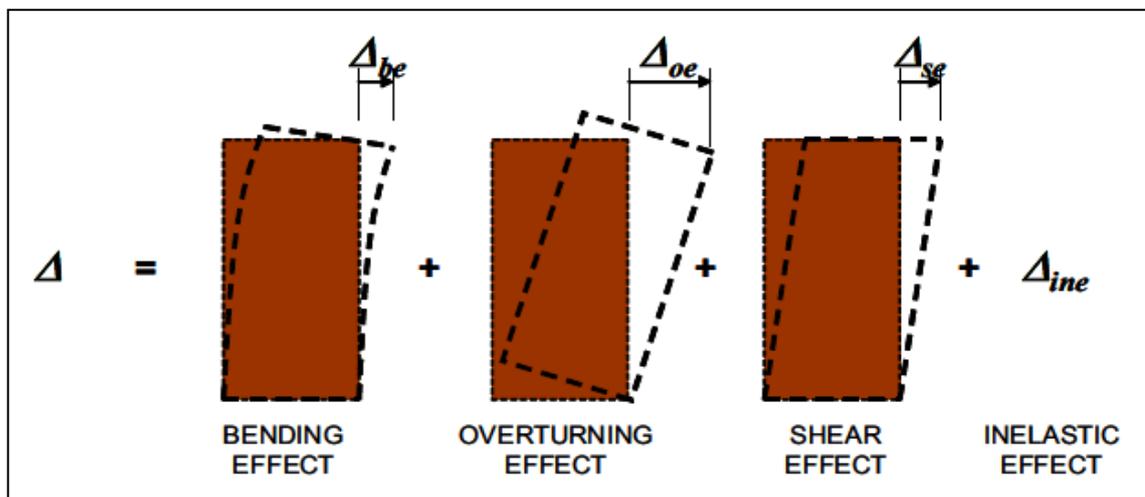
De acordo com Nascimento (2013), o método dos elementos finitos (MEF) é uma técnica de análise numérica destinada à obtenção de soluções aproximadas de problemas regidos por equações diferenciais. Em seu código, o ANSYS emprega o método dos elementos finitos de deslocamentos, em que cada ponto material do corpo é analisado sendo uma função do tempo e de suas coordenadas. Embora o método tenha sido originalmente desenvolvido para a análise estática de sistemas estruturais, o autor destaca que sua formulação tem sido aplicada no estudo de uma grande variedade de problemas de engenharia.

A utilização de uma abordagem numérica apresenta a vantagem de possibilitar a variação de parâmetros e características em um modelo, permitindo que sejam realizadas comparações e observações da sua resposta em diversos cenários. Embora os ensaios experimentais sejam extremamente valiosos para a compreensão do comportamento lateral dos painéis estruturais, os métodos numéricos representam uma alternativa viável para reduzir a elevada demanda de tempo e recursos empregados em estudos dessa natureza.

A estratégia de análise numérica adotada para o presente trabalho consistiu em reproduzir a resposta experimental de um painel de cisalhamento submetido a carregamento lateral monotônico. Para tanto, o modelo proposto foi desenvolvido com base nas configurações dos painéis de cisalhamento empregados no programa de ensaio conduzido por Liu, Peterman e Schafer (2014), cujas características permitiram a caracterização apropriada do comportamento não linear das ligações entre os perfis e o material de fechamento.

De acordo com Serrette e Chau (2003), o deslocamento lateral de um painel de cisalhamento em *Light Steel Framing* é resultado da soma dos efeitos de flexão, de tombamento, de cisalhamento e do comportamento das ligações parafusadas entre os perfis e o material de fechamento. No entanto, visto que a elevação da base do painel representa um modo de deformação indesejável, o modelo proposto foi calibrado para minimizar o efeito de tombamento e responder as demais parcelas de deslocamento conforme pode ser observado na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Efeitos que contribuem para o deslocamento lateral de um painel



Fonte: Serrette e Chau (2006)

#### 4.1.1 Critérios Gerais para Análise Não Linear

De acordo com Nascimento (2013), a análise não linear é geralmente a abordagem mais recomendada para o projeto ou avaliação de estruturas, uma vez que fornece uma resposta mais precisa do comportamento estrutural do sistema. Através da análise não linear, podem-se incluir diversos recursos como imperfeições iniciais, comportamento plástico e grandes deslocamentos, sendo possível também avaliar o desempenho pós-crítico da estrutura.

Segundo Chodraui (2006), uma das dificuldades da análise numérica não linear de perfis de aço formados a frio está relacionada à consideração das imperfeições geométricas iniciais, uma vez que diferentes panoramas podem mudar completamente a resposta dos modelos. Em vista disso, o autor recomenda que esse recurso deve ser utilizado com cautela, uma vez que ainda não existe um consenso entre os pesquisadores quanto a magnitude, forma e modo de aplicação

das imperfeições utilizadas nos modelos numéricos. Diante do exposto, as imperfeições geométricas dos materiais não foram inseridas ao modelo proposto, uma vez que trata-se de um assunto que requer um estudo mais aprofundado.

A análise não linear estática do modelo foi realizada a partir do método de controle de deslocamento, no qual a magnitude do deslocamento estrutural é aumentada de forma incremental por meio do recurso *Automatic Time Stepping* integrado ao ANSYS. Esse recurso controla a aplicação do deslocamento por meio de um processo iterativo, no qual os deslocamentos aplicados são ajustados automaticamente em função de um passo de tempo predefinido que controla a estabilidade numérica do processo de solução.

Para resolução do sistema de equações simultâneas, optou-se pela utilização do método *Jacobi Conjugate Gradient Solver*. Nesse método, a solução é obtida por meio de um processo iterativo pelo qual um palpite inicial é refinado até atingir uma tolerância aceitável da solução exata. É importante destacar que a natureza não linear do problema envolve o efeito de grandes deslocamentos, que foi atribuído ao modelo por meio do recurso *Large Displacement Static* disponibilizado pelo ANSYS. Tal recurso insere os efeitos de segunda ordem na análise a fim de caracterizar o comportamento intrinsecamente não linear geométrico da estrutura.

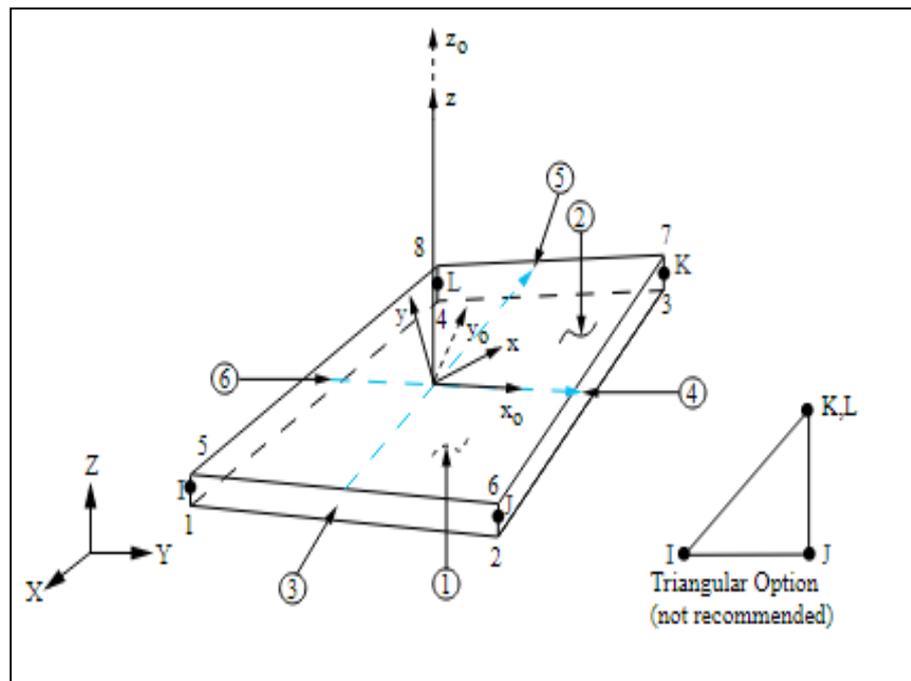
A estratégia para resolver os problemas não lineares partiu da utilização do método de *Newton-Raphson*, que trata-se de um método incremental e iterativo para a solução de análises não lineares no ANSYS. Segundo Nascimento (2013), o método de *Newton-Raphson* consiste em encontrar a solução por meio de um processo gradual de aplicação de carga, de modo que a configuração de equilíbrio seja atingida a partir de sucessivas iterações. A aplicação desse método ainda foi associada ao recurso *Line Search*, que se caracteriza por ser uma ferramenta de estabilização automática com a função de auxiliar na convergência da solução.

#### **4.1.2 Elementos Finitos Utilizados**

O modelo numérico proposto foi desenvolvido com base em elementos predefinidos disponibilizados na biblioteca interna do ANSYS. É importante destacar, que a escolha dos elementos foi realizada levando-se em consideração aspectos como número de graus de liberdade, esforço computacional e, principalmente, representatividade perante o comportamento a ser simulado.

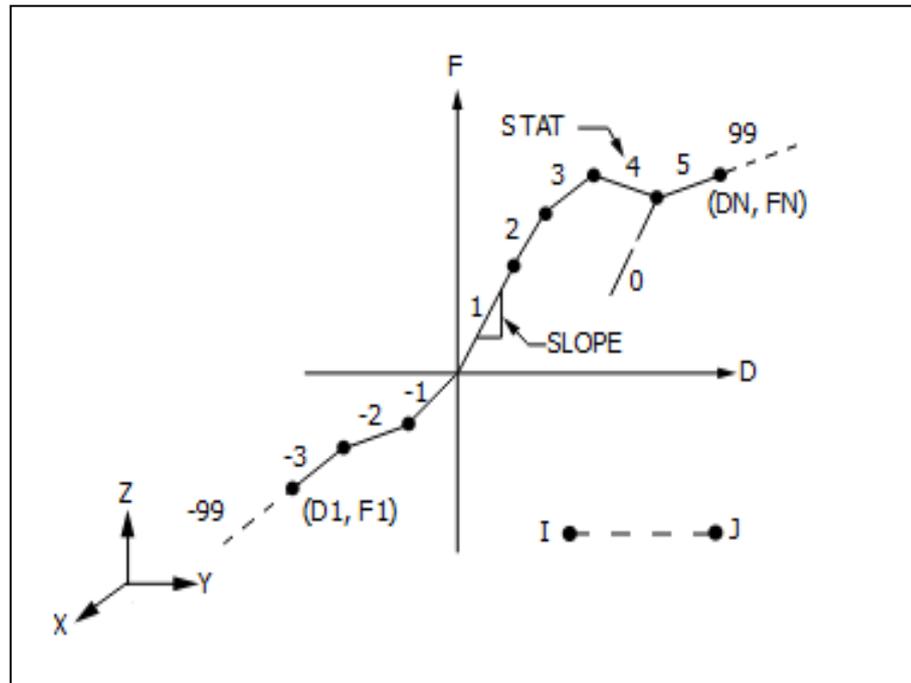
O elemento *Shell181*, esquematizado na Figura 4.2, foi utilizado na discretização dos perfis metálicos e do material de fechamento que constituem o painel de cisalhamento. Trata-se de um elemento plano constituído por quatro nós, em que cada nó possui seis graus de liberdade, sendo três translações e três rotações. De acordo com a documentação do ANSYS, o elemento *Shell181* é apropriado para a análise de estruturas classificadas como cascas finas ou moderadamente espessas, sendo recomendado para aplicações não lineares caracterizadas por possuir grandes deformações.

Figura 4.2 – Elemento finito *Shell181*



Fonte: ANSYS Inc. (2019)

A modelagem dos *hold-downs* e das ligações parafusadas entre o reticulado metálico e o material de fechamento foi realizada a partir do elemento *Combin39*, que trata-se de um elemento unidirecional com comportamento esquematizado na Figura 4.3. Tal elemento é suportado em aplicações longitudinais ou rotacionais, podendo apresentar até três graus de liberdade por nó conforme a aplicação desejada. De acordo com a documentação do ANSYS, o elemento *Combin39* é definido por uma curva generalizada que caracteriza o comportamento translacional ou rotacional a ser simulado. Além disso, o elemento possui diversos recursos que o tornam apropriado para aplicações não lineares de grandes deslocamentos.

Figura 4.3 – Elemento finito *Combin39*

Fonte: ANSYS Inc. (2019)

#### 4.1.3 Caracterização dos Elementos de Ligação

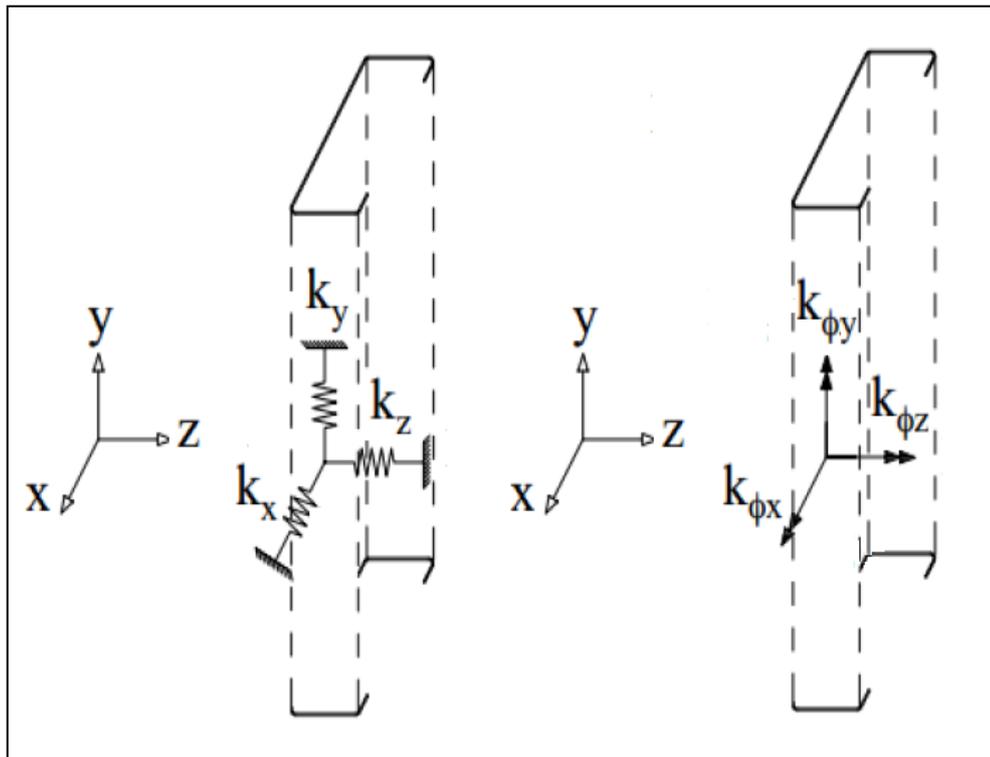
Ao estudar painéis sujeitos à compressão, Vieira Jr. (2011) observou que os esforços gravitacionais são transmitidos para as placas de fechamento por meio das ligações parafusadas com os perfis, indicando que os locais de ligação entre estes elementos influenciam consideravelmente na resistência obtida com o confinamento e, portanto, possuem grande impacto na resposta numérica dos modelos.

De acordo com Leng, Schafer e Buonopane (2012), o comportamento não linear das ligações parafusadas é responsável pela maior parcela de deslocamento de um painel sujeito ao esforço horizontal. Tal efeito já havia sido observado por Nithyadharan e Kalyanaraman (2011), que a partir da análise de seus resultados experimentais, concluíram que a não linearidade da relação entre a carga e o deslocamento em um painel submetido ao cisalhamento no seu plano é devido, em sua maior parte, ao comportamento não linear das conexões parafusadas entre os perfis e as placas fechamento.

Nesse contexto, Vieira Jr. (2011) propôs em seu trabalho uma metodologia com o uso de molas para simular o comportamento das conexões entre a placa e o perfil. Essa estratégia foi adotada na concepção do modelo proposto neste trabalho,

a qual consistiu na substituição dos parafusos por molas não lineares para cada grau de liberdade. A Figura 4.4 apresenta a convenção de eixos empregada no modelo, na qual é mostrado o perfil com a representação das molas translacionais e rotacionais em um ponto de fixação.

**Figura 4.4 – Representação das molas translacionais e rotacionais**

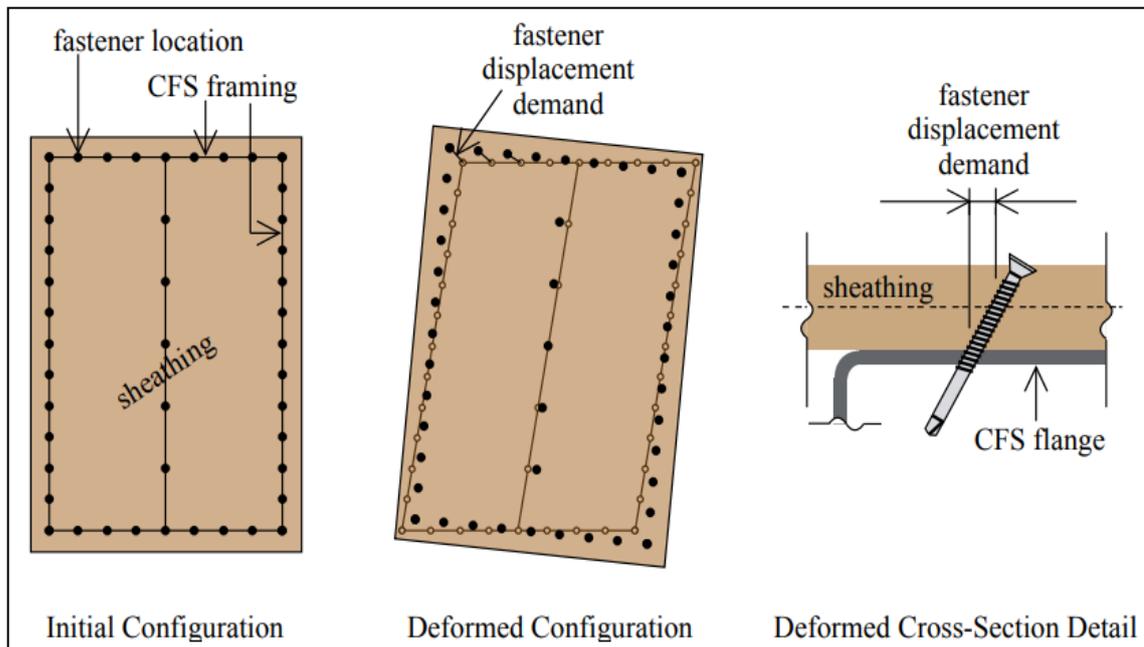


Fonte: Adaptado de Vieira Jr. (2011)

O comportamento das molas translacionais foi implementado na modelagem por meio de uma curva multilinear definida por pares de valores de força e deslocamento relativo. Esses parâmetros foram obtidos por meio de ensaios experimentais disponíveis na literatura, uma vez que representam informações essenciais para reproduzir apropriadamente o modo de deformação das ligações apresentado na Figura 4.5.

Ao contrário dos elementos de mola convencionais, o *Combin39* disponibilizado na biblioteca interna do ANSYS tem a capacidade de rotacionar sua linha de ação durante o processamento da análise. Nesse sentido, a caracterização das ligações entre os perfis e o material de fechamento pode ser implementada na modelagem por meio de uma curva generalizada que define o comportamento translacional da mola em todas as direções dos eixos globais.

Figura 4.5 – Deslocamento das ligações após a deformação lateral do painel



Fonte: Buonopane, Tun e Schafer (2014)

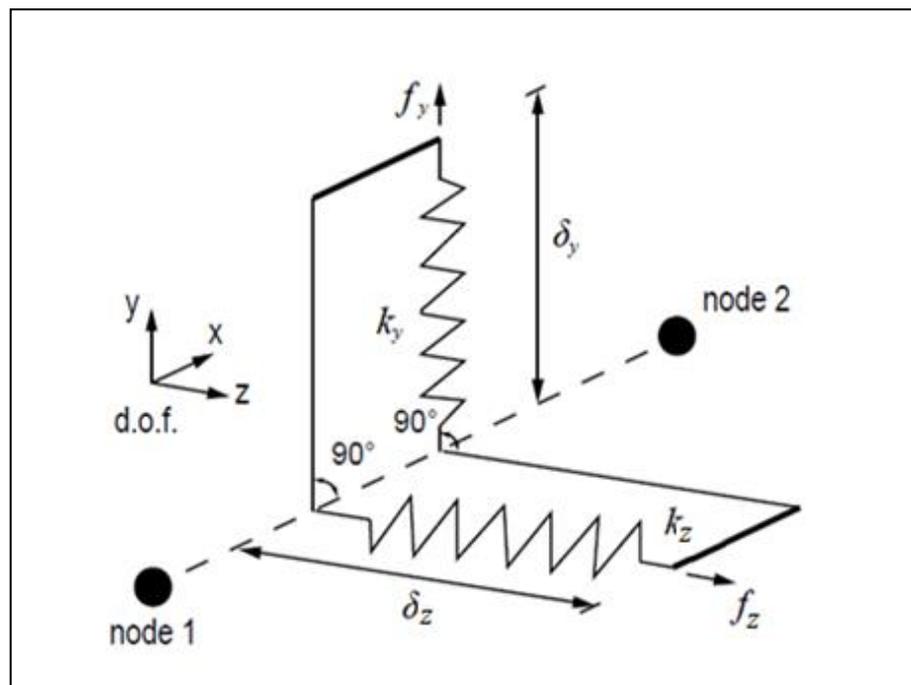
A respeito das molas rotacionais, observa-se que não há nenhuma restrição ao giro em torno do eixo longitudinal dos parafusos, indicando que a resistência para esse caso é nula nesta direção, ou seja,  $(k\phi_x)$  é igual a zero. Já os giros em torno dos eixos  $y$  e  $z$  segundo Pedrosa (2015), são restringidos pela flexão do parafuso devido ao seu embutimento junto a placa de fechamento e a mesa do perfil. No entanto, o autor salienta que essa restrição tem pouca influência na resistência ao esforço lateral do painel, razão pela qual os parâmetros  $(k\phi_y)$  e  $(k\phi_z)$  tiveram sua contribuição desprezada na modelagem.

#### 4.1.3.1 Formulação do Elemento

De acordo com Ding (2015), existem diversos modelos de molas capazes de simular o comportamento translacional das ligações parafusadas em painéis de cisalhamento. Embora essa diversidade de modelos forneça flexibilidade nas simulações, o autor salienta que algumas formulações possuem limitações que podem influenciar na resposta dos modelos numéricos. Nesse contexto, a estratégia de modelagem das ligações entre os perfis e os materiais de fechamento deve considerar o modelo de mola mais adequado para simulação desejada, observando as vantagens e as limitações de sua aplicação.

Tendo em vista a demonstração do impacto dos modelos de mola na resposta numérica de um painel de cisalhamento, as simulações conduzidas no presente trabalho incorporaram duas formulações distintas, que tratam-se do modelo de molas desacopladas e do modelo de mola radial. Conforme pode ser observado na Figura 4.6, o modelo de molas desacopladas é composto por duas molas ortogonais alinhadas nas direções dos eixos  $y$  e  $z$ .

**Figura 4.6 – Modelo de molas desacopladas**



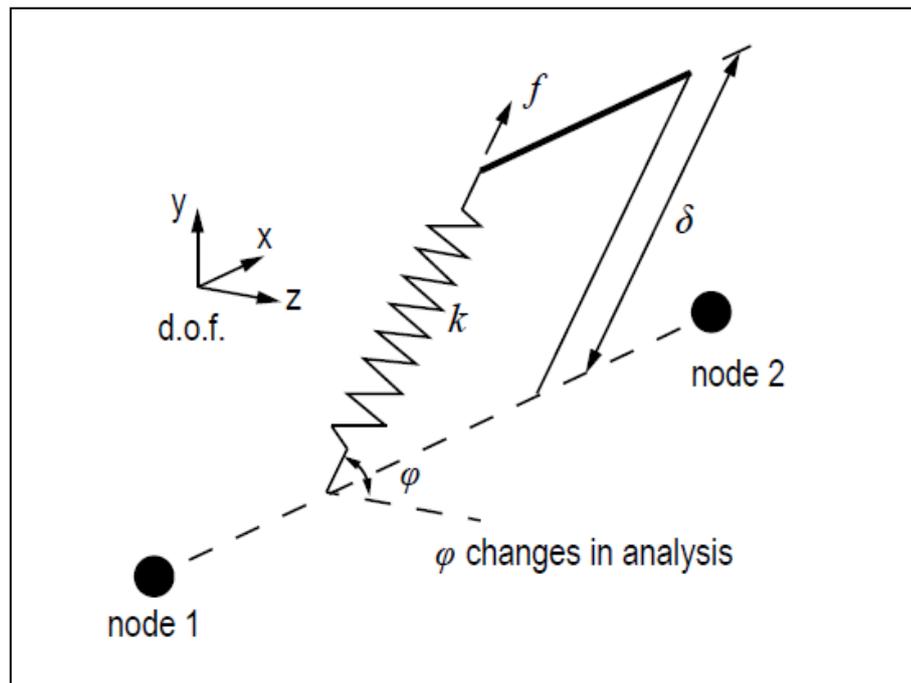
Fonte: Ding (2015)

Nesse modelo, o comportamento de cada mola deve ser definido por uma curva força *versus* deslocamento, de modo que a rigidez e a resistência da ligação sejam as mesmas nas duas direções especificadas. Em razão da orientação de cada uma das molas ser fixada na direção de um eixo global, Ding (2015) ressalta que a divergência induzida pela mudança de orientação da mola é inexistente, o que proporciona maior estabilidade durante o processamento da análise. Em contrapartida, o autor salienta que o modelo de molas desacopladas possui a desvantagem de superestimar a rigidez e a resistência da ligação.

Tendo em vista uma alternativa ao modelo de molas duplas, Ding (2015) sugeriu a utilização do modelo de mola radial, que trata-se de um modelo composto por uma mola única conforme pode ser observado na Figura 4.7. De acordo com o

autor, esse modelo apresenta uma formulação mais adequada para simular o comportamento translacional das ligações, uma vez que sua idealização se baseia na formulação corotacional, na qual o elemento de mola pode atualizar sua orientação a cada incremento de deslocamento.

Figura 4.7 – Modelo de mola radial

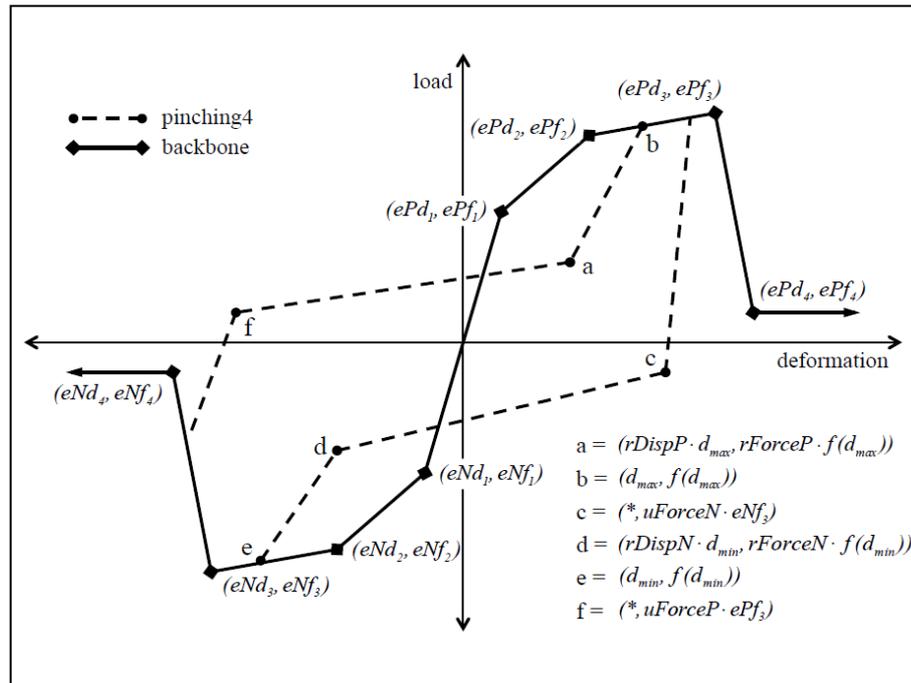


Fonte: Ding (2015)

#### 4.1.3.2 Modelo Multilinear *Pinching4*

De acordo com Ding (2015), o *Pinching4* corresponde a um modelo de material unidimensional contido na biblioteca interna do *OpenSees*. Diversos pesquisadores utilizam esse modelo para calibrar o comportamento das ligações parafusadas entre os perfis e os materiais de fechamento, uma vez que sua formulação possui recursos capazes de fornecer uma caracterização mais realista do comportamento da estrutura.

Conforme pode ser observado na Figura 4.8, a curva carga *versus* deslocamento do modelo *Pinching4* possui um comportamento multilinear definido por oito pares de valores de força e deslocamento relativo. Esses parâmetros são divididos entre os quadrantes positivo e negativo, o que permite que a curva seja implementada de forma assimétrica aos modelos computacionais.

Figura 4.8 – Modelo multilinear *Pinching4*

Fonte: Ding (2015)

Segundo Ding (2015), o modelo *Pinching4* ainda permite que a degradação seja considerada na resposta histerética da estrutura, uma vez que sua formulação possibilita a definição de trajetórias de recarga e descarga do material denominadas *Pinching Paths*. Embora esses percursos sejam definidos por parâmetros de entrada estabelecidos pelo usuário, o autor salienta que o histórico de carregamento do material também pode exercer influência em sua caracterização inicial.

## 4.2 PARTICULARIDADES DO MODELO NUMÉRICO

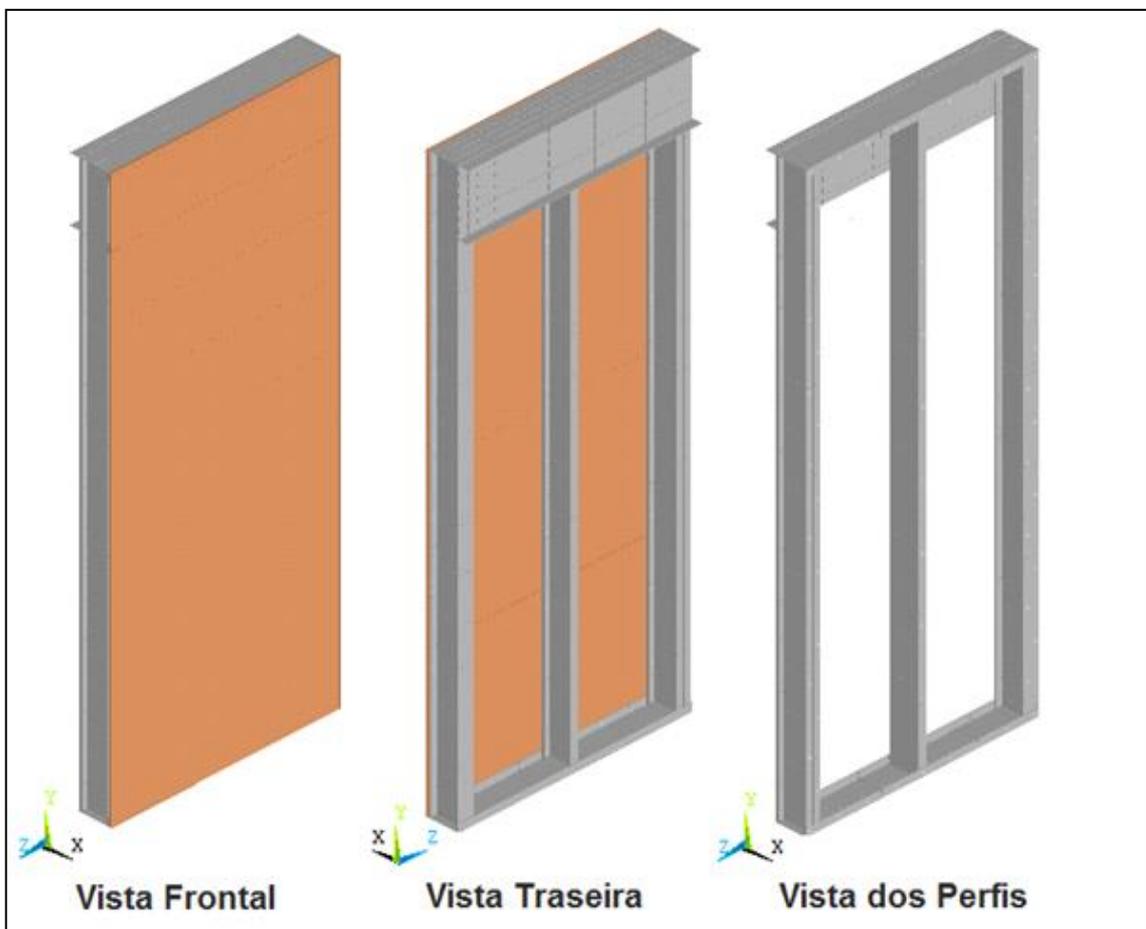
### 4.2.1 Geometria do Modelo

O modelo numérico proposto no presente trabalho foi concebido a fim de reproduzir a resposta experimental de um painel submetido ao esforço lateral no seu plano, cujas características permitiram a consideração do comportamento não linear das ligações parafusadas entre os perfis e o material de fechamento. Para tanto, utilizou-se de dados obtidos a partir do programa experimental conduzido por Liu, Peterman e Schafer (2014), no qual foram ensaiados diversos modelos de painéis de cisalhamento conforme apresentado no item 3.2.5.

A concepção do modelo numérico foi baseada na configuração do painel 1C, cujas dimensões são de 1,22 m de largura e 2,74 m de altura. Desse modo, a geometria do painel foi modelada com guias em perfil U (152 x 38 x 1,44) mm e montantes em perfil Ue (152 x 40 x 12,7 x 1,44) mm, apresentando uma configuração com montantes laterais duplos conectados por suas almas. O painel ainda contou com um perfil U (305 x 50 x 2,58) mm conectado em sua face interna, o qual tem a função de estabelecer a conexão do painel com as vigas do pavimento.

Por simplicidade, a fita metálica responsável pela emenda das placas de fechamento não foi incluída ao modelo. Em vista disso, o painel foi modelado com uma placa de OSB completa de 11,11 mm de espessura, a qual foi fixada ao reticulado metálico por meio de parafusos de 4,2 mm de diâmetro, espaçados a cada 150 mm em todo perímetro da placa e a cada 300 mm ao longo do montante intermediário. A Figura 4.9 apresenta as características do painel, na qual são indicadas as perspectivas do modelo e os detalhes empregados em sua concepção.

**Figura 4.9 – Modelo do painel 1C ensaiado por Liu, Peterman e Schafer (2014)**



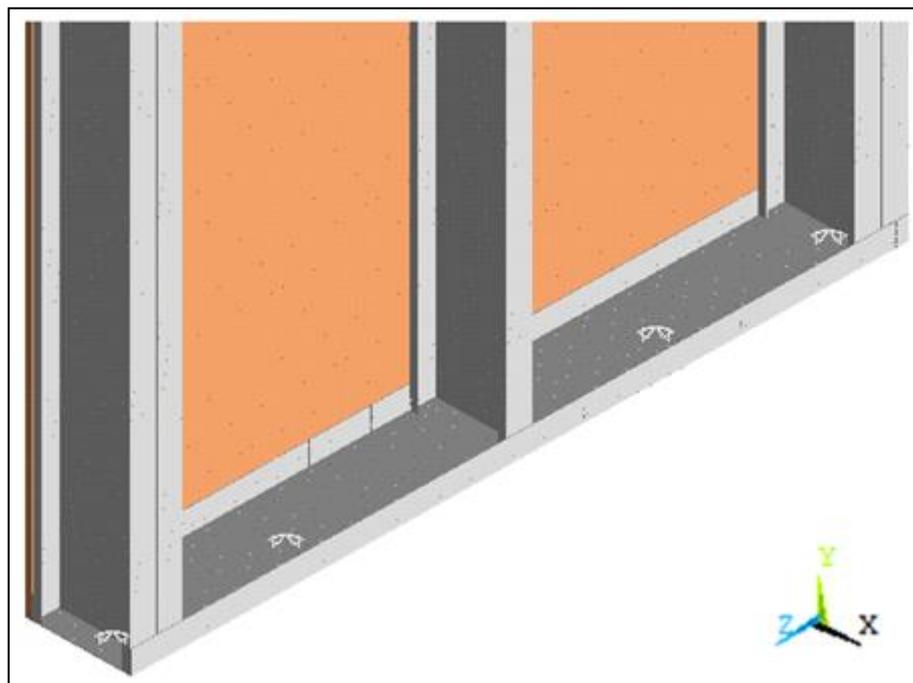
Fonte: Do Autor

De acordo com Ngo (2014), a malha de elementos finitos dos perfis de aço formados a frio deve apresentar densidade suficiente para capturar com precisão os modos de flambagem locais devido aos esforços de cisalhamento. Todavia, deve-se levar em consideração o esforço computacional envolvido durante a simulação, de modo que a escolha da malha de elementos não prejudique o processamento da análise. Em vista disso, o modelo proposto foi discretizado a partir de uma malha de elementos finitos quadrática com tamanho fixado em 50 mm para a placa de fechamento e em 20 mm para os perfis metálicos.

#### 4.2.2 Vinculações do Modelo

Para simular o sistema de suporte fora do plano, o modelo teve a translação da guia superior restringida na direção do eixo  $x$ . Esse procedimento consistiu em restringir os nós localizados na posição dos fixadores que conectam a guia superior à viga de transmissão de carga, de modo que o deslocamento fora do plano do painel fosse totalmente impedido. Já os locais de fixação entre a guia inferior e a base de apoio tiveram seus nós restringidos nas direções dos eixos  $x$  e  $z$  conforme pode ser observado na Figura 4.10.

Figura 4.10 – Modelagem dos parafusos de ancoragem

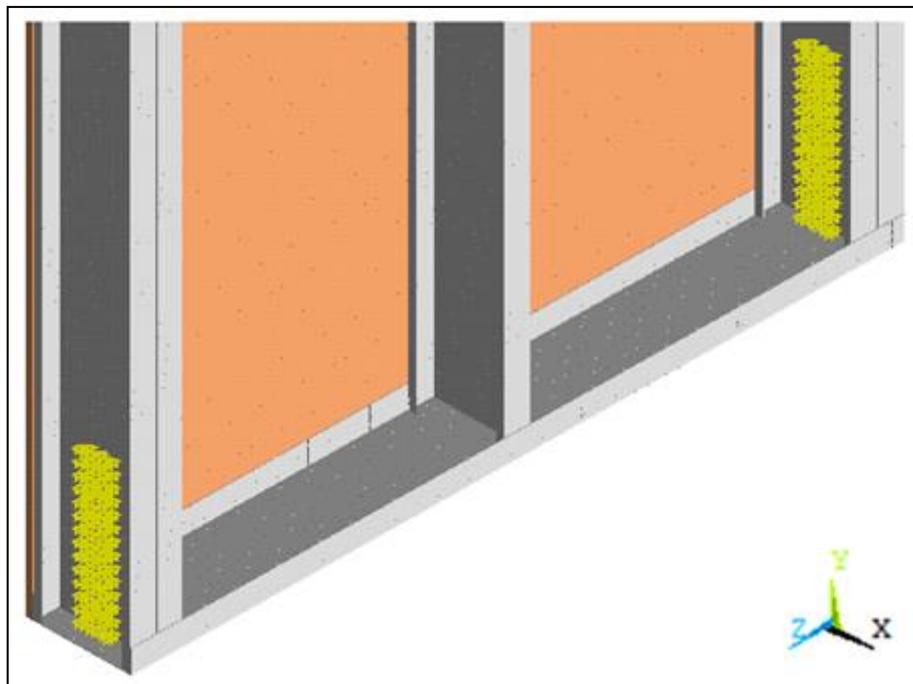


Fonte: Do Autor

Esses dispositivos fornecem elevada rigidez aos esforços de cisalhamento na base, no entanto possuem baixa capacidade em evitar o efeito de levantamento do painel devido a falha ser governada pela flexão da guia inferior nas regiões próximas aos fixadores. Para reduzir esse modo de deformação, deve-se ancorar a base do painel com a utilização de *hold-downs* posicionados nas extremidades inferiores dos montantes laterais, o que torna a modelagem desses elementos uma etapa indispensável na concepção do modelo proposto.

Conforme pode ser observado na Figura 4.11, a ligação entre o *hold-down* e os montantes laterais foi modelada a partir do acomplamento rígido dos nós por meio do recurso *Coupling Coincident Nodes* disponibilizado pelo ANSYS. Para tanto, os nós dos montantes laterais que se conectam ao *hold-down* tiveram suas translações acopladas nas direções dos eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ , de modo que os deslocamentos relativos entre os nós vinculados permanecessem constantes durante a simulação do painel.

**Figura 4.11 – Modelagem dos *Hold-Downs***



Fonte: Do Autor

Em seu trabalho, Buonopane, Tun e Schafer (2014) demonstraram que a resposta dos painéis de cisalhamento ao esforço lateral é sensível a flexibilidade dos *hold-downs*. Em vista disso, a modelagem desses componentes foi conduzida com a

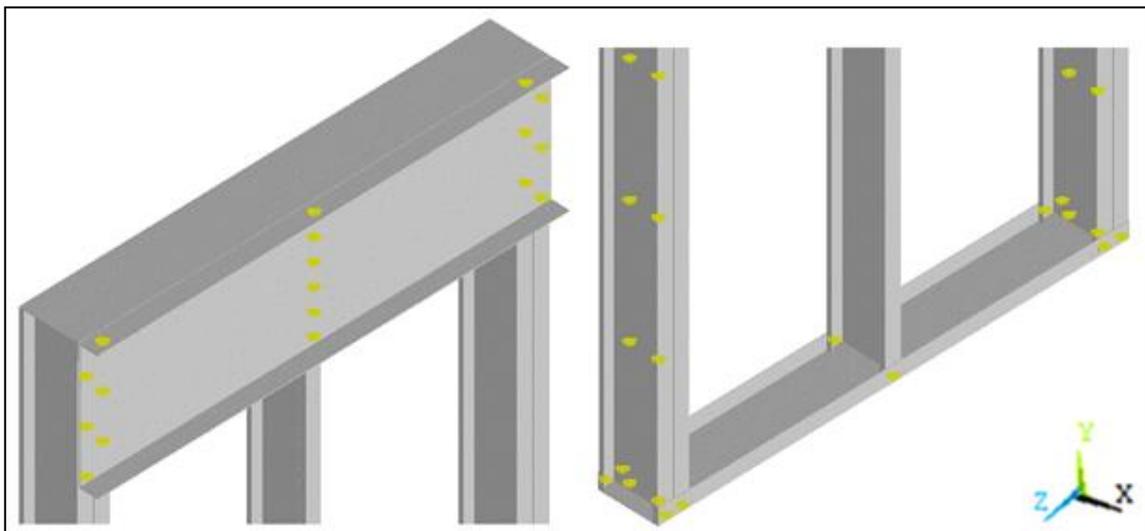
utilização de um elemento de mola unidirecional com deslocamento liberado na direção do eixo  $y$ . Esse elemento foi definido por meio da conexão entre um nó da fundação e um nó de referência contido no conjunto de nós acoplados na extremidade inferior dos montantes laterais.

Para reproduzir adequadamente o comportamento dos *hold-downs*, o presente trabalho adotou uma idealização com base em resultados obtidos nos ensaios conduzidos por Leng, Schafer e Buonopane (2013). Tal idealização consistiu em adotar uma mola bilinear com rigidez de 9932 N/mm para simular a retenção tracionada. Já o *hold-down* comprimido foi simulado com um comportamento rígido, tendo como base o pressuposto que a força axial nos montantes laterais é transmitida rigidamente para a fundação quando a retenção é submetida a compressão.

#### 4.2.3 Ligações Parafusadas

As ligações entre os perfis metálicos indicadas na Figura 4.12 foram modeladas a partir do acoplamento rígido dos nós por meio do recurso *Coupling Coincident Nodes* disponibilizado pelo ANSYS. Para tanto, os nós localizados nas posições dos parafusos que conectam os perfis tiveram suas translações acopladas nas direções eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ , de modo que os nós vinculados apresentassem o mesmo deslocamento, porém rotações independentes.

Figura 4.12 – Modelagem das ligações entre os perfis de aço



Fonte: Do Autor

Para demonstrar a influência do comportamento das ligações placa-perfil nos resultados da análise, a estratégia do presente trabalho consistiu em seguir duas linhas de estudo, nas quais o modelo numérico proposto foi simulado a partir das idealizações sugeridas por Ngo (2014) e por Ding (2015). Tais idealizações empregaram o modelo de mola radial, tendo como base os dados obtidos experimentalmente a partir dos ensaios locais com carregamento monotônico conduzidos por Peterman, Nakata e Schafer (2014).

O modelo *Pinching4* foi empregado para capturar com precisão as não linearidades e os mecanismos dominantes obtidos na resposta experimental do painel. No entanto, visto que as simulações propostas foram conduzidas com carregamento monotônico, o comportamento de recarga e descarga do material não foi incorporado ao modelo. As Tabelas 4.1 e 4.2 indicam os pares de valores de força e deslocamento relativo utilizados para definir as curvas que caracterizam o comportamento das ligações entre os perfis e o OSB.

**Tabela 4.1 – Parâmetros adotados por Ngo (2014) na simulação das ligações**

	$ePd_1$ (mm)	$ePd_2$ (mm)	$ePd_3$ (mm)	$ePd_4$ (mm)	$ePf_1$ (N)	$ePf_2$ (N)	$ePf_3$ (N)	$ePf_4$ (N)
OSB	0,36	1,50	6,63	7,62	556	1.392	2.037	1.668
	$eNd_1$ (mm)	$eNd_2$ (mm)	$eNd_3$ (mm)	$eNd_4$ (mm)	$eNf_1$ (N)	$eNf_2$ (N)	$eNf_3$ (N)	$eNf_4$ (N)
	-0,36	-1,50	-6,63	-7,62	-556	-1.392	-2.037	-1.668

Fonte: Adaptado de Ngo (2014)

**Tabela 4.2 – Parâmetros adotados por Ding (2015) na simulação das ligações**

	$ePd_1$ (mm)	$ePd_2$ (mm)	$ePd_3$ (mm)	$ePd_4$ (mm)	$ePf_1$ (N)	$ePf_2$ (N)	$ePf_3$ (N)	$ePf_4$ (N)
OSB	0,56	3,15	11,74	20,70	854	1.708	2.224	218
	$eNd_1$ (mm)	$eNd_2$ (mm)	$eNd_3$ (mm)	$eNd_4$ (mm)	$eNf_1$ (N)	$eNf_2$ (N)	$eNf_3$ (N)	$eNf_4$ (N)
	-0,56	-3,15	-11,74	-20,70	-854	-1.708	-2.224	-218

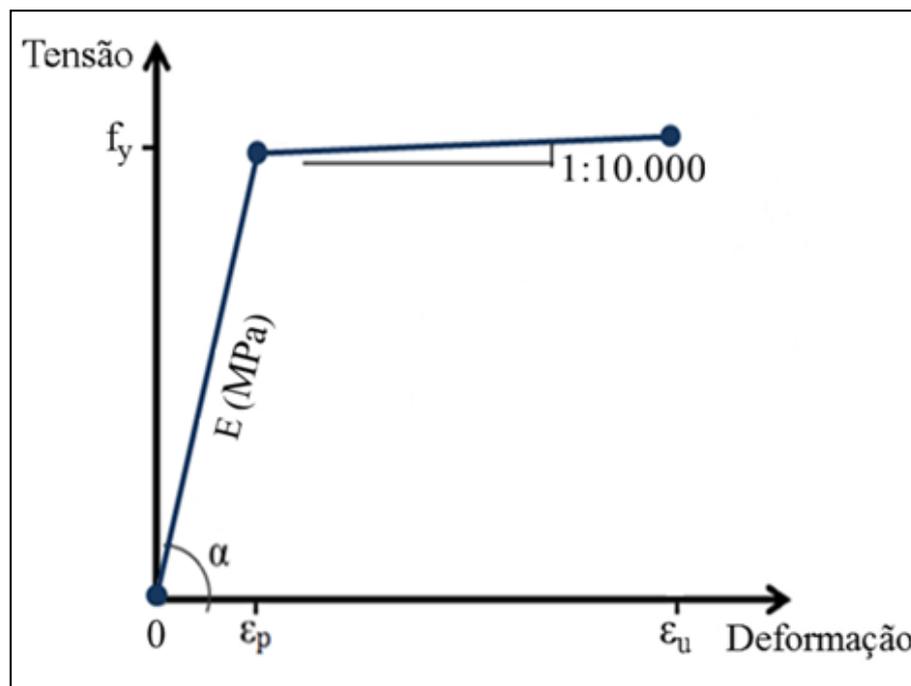
Fonte: Adaptado de Ding (2015)

#### 4.2.4 Considerações para os Materiais

##### 4.2.4.1 Materiais Idealizados por Ngo (2014)

Em um primeiro momento, o modelo numérico proposto foi simulado a partir dos materiais idealizados por Ngo (2014). Conforme pode ser observado na Figura 4.13, os perfis de aço formados a frio foram modelados a partir de um material homogêneo e isotrópico, para o qual admitiu-se um comportamento elasto-plástico perfeito, desprezando-se o aumento da resistência devido ao encruamento. Tal caracterização empregou uma tensão de escoamento igual a 345 MPa, módulo de elasticidade igual a 203 GPa e coeficiente de poisson igual a 0,30.

Figura 4.13 – Relação constitutiva empregada para o aço

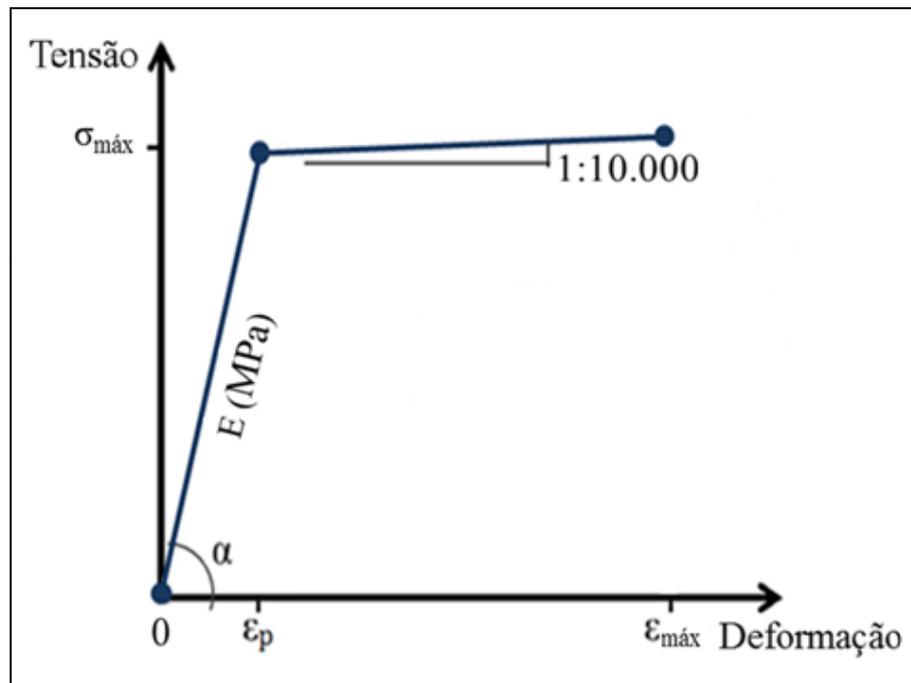


Fonte: Do Autor

Em relação a modelagem da placa de OSB, o estudo se dividiu em duas vertentes a fim de demonstrar a influência das propriedades do material de fechamento na resposta dos modelos de painéis de cisalhamento. De acordo com a idealização proposta por Ngo (2014), a placa de OSB foi modelada como um material rígido, apresentando módulo de elasticidade igual a 206 GPa e coeficiente de poisson igual a 0,30.

A etapa seguinte consistiu em modelar a placa de fechamento como um material elasto-plástico perfeito, tendo como base as propriedades mecânicas empregadas nos modelos desenvolvidos por Vieira Jr. (2011). Desse modo, a placa de OSB foi modelada com um módulo de elasticidade igual a 6.426 MPa, módulo de ruptura igual a 35 MPa e coeficiente de poisson igual a 0,30, apresentando um comportamento bilinear conforme mostra a Figura 4.14.

Figura 4.14 – Relação constitutiva empregada para o OSB



Fonte: Do Autor

#### 4.2.4.2 Materiais Idealizados por Ding (2015)

De acordo com Chodraui (2006), o diagrama tensão *versus* deformação obtido a partir dos ensaios de caracterização do aço é definido por valores que se referem à área inicial dos corpos de prova, os quais são denominados valores convencionais. No entanto, em seu código o ANSYS emprega rotinas que trabalham com valores verdadeiros, que são obtidos a partir da consideração da estricção da seção transversal do corpo de prova durante o ensaio de tração.

Para análise em regime de pequenas deformações, o autor salienta que as curvas geradas pelos conjuntos de valores convencionais e verdadeiros são bastante próximas. Todavia, quando a análise entra no regime de grandes

deformações, as duas curvas do modelo reológico tendem a se distanciar, implicando em respostas diferentes do modelo. Nesse sentido, a correção de valores resulta em uma resposta mais ajustada com o comportamento real do material, especialmente quando aplicada a um modelo multilinear.

Conforme a idealização sugerida por Ding (2015), os perfis de aço formados a frio foram modelados com um comportamento plástico, apresentando módulo de elasticidade igual 203 GPa e coeficiente de poisson igual a 0,30. A caracterização do comportamento plástico do aço foi realizada a partir dos parâmetros de plasticidade relacionados na Tabela 4.3, os quais se encontram devidamente corrigidos para implementação no modelo proposto.

**Tabela 4.3 – Parâmetros de plasticidade considerados para o aço**

Deformação Plástica	Tensão (MPa)
0	379,90
0,003	415,75
0,008	447,47
0,013	471,60
0,023	510,21
0,033	538,48
0,043	560,54
0,053	577,78
0,063	594,33

Fonte: Adaptado de Ding (2015)

A placa de OSB foi modelada como um material ortotrópico elástico linear, apresentando módulo de elasticidade, módulo de cisalhamento e coeficiente de poisson nas três direções dos eixos globais. Esses parâmetros foram obtidos com base nas especificações da *APA Panel Design Specification* (APA, 2008), da qual foram retirados os valores das rigidezes à flexão e ao cisalhamento do OSB nas direções paralela e perpendicular ao eixo de maior resistência. A Tabela 4.4 indica os parâmetros de ortotropia considerados na modelagem do OSB após a conversão dos valores correspondentes as rigidezes do material.

Tabela 4.4 – Parâmetros de ortotropia considerados para o OSB

$E_x$ (MPa)	$E_y$ (MPa)	$E_z$ (MPa)	$G_{xy}$ (MPa)	$G_{xz}$ (MPa)	$G_{yz}$ (MPa)	$\nu_{xy}$	$\nu_{xz}$	$\nu_{yz}$
1.510	1.510	7.364	1.380	1.380	1.380	0,30	0,30	0,30

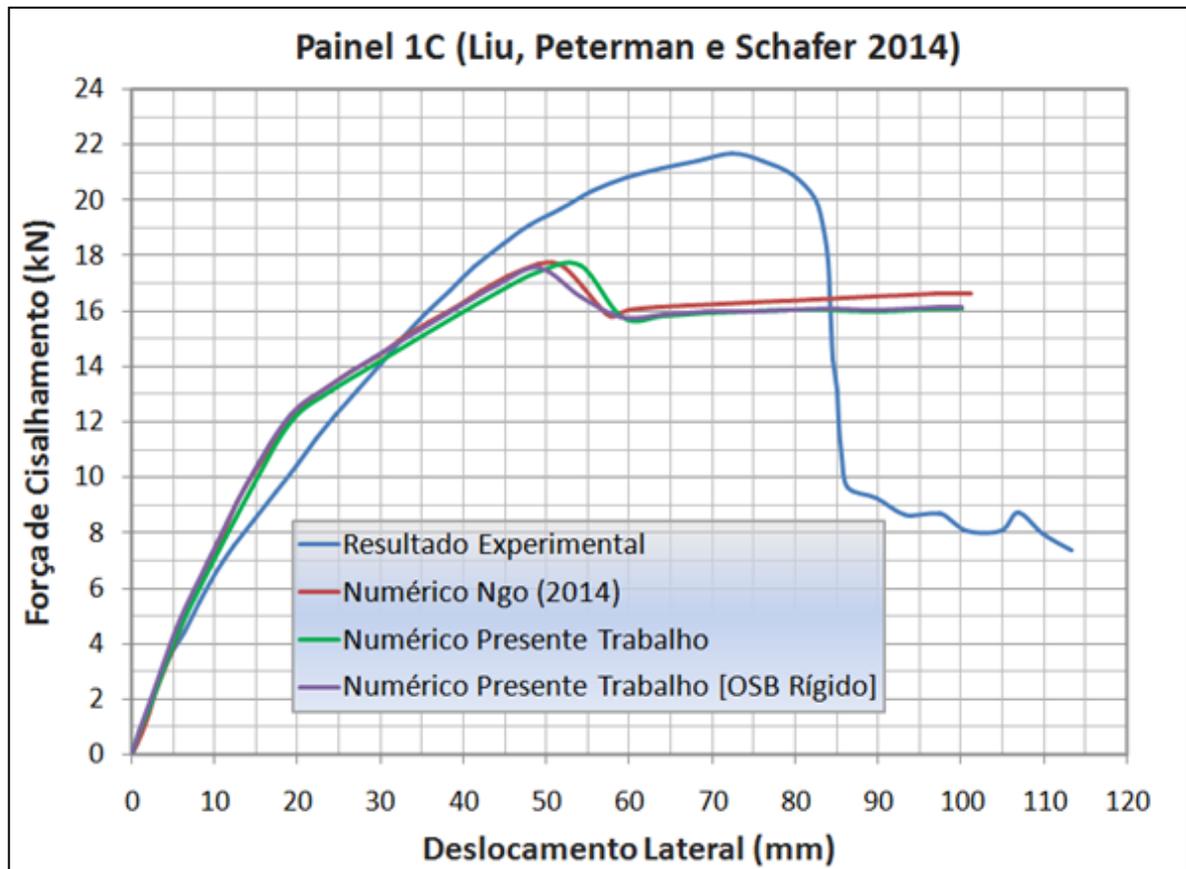
Fonte: Adaptado de Ding (2015)

### 4.3 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

#### 4.3.1 Idealizações Propostas por Ngo (2014)

A primeira fase do estudo consistiu em conceber o modelo numérico a partir dos materiais e das ligações placa-perfil idealizados por Ngo (2014). A comparação entre os resultados experimental e numéricos pode ser observada na Figura 4.15, na qual está contido o gráfico com as curvas carga *versus* deslocamento lateral correspondentes ao painel avaliado.

Figura 4.15 – Comparação entre as respostas numéricas e experimental

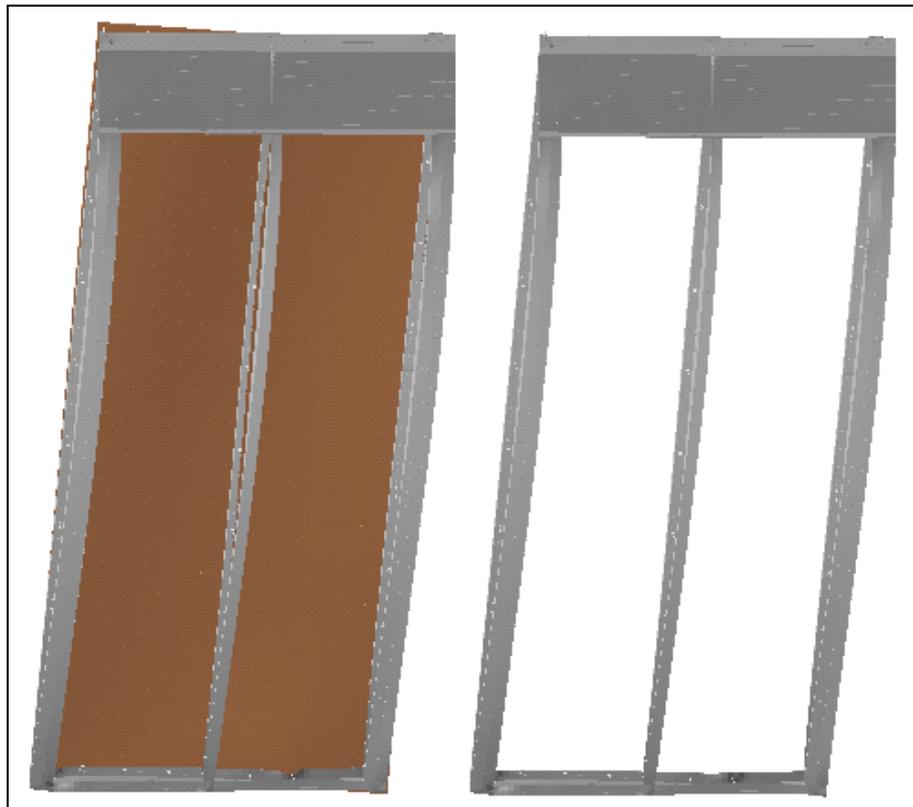


Fonte: Do Autor

As simulações conduzidas nesta etapa do trabalho forneceram resultados com uma precisão razoável da resposta experimental do painel de cisalhamento avaliado. A partir das curvas apresentadas na Figura 4.15, observa-se que os modelos capturam com precisão a rigidez inicial obtida no ensaio experimental do painel, mas tornam-se excessivamente rígidos conforme a carga é aumentada. Como resultado, a resposta lateral obtida nas simulações apresenta uma discrepância considerável a partir do segundo trecho da curva, o que conduz a um pico de carga conservador em relação ao valor fornecido pelo ensaio experimental.

Os resultados ainda demonstram que as respostas obtidas nas simulações numéricas são bastante próximas, apresentando uma ligeira diferença de rigidez e resistência a partir do início do terceiro trecho das curvas. Essa divergência ocorre em virtude das considerações atribuídas ao material de fechamento do painel, indicando que as propriedades do OSB têm pouca representatividade na resposta lateral de um painel de cisalhamento. A Figura 4.16 apresenta a configuração deformada da estrutura, na qual pode ser observada a deformação característica do painel após o seu deslocamento lateral máximo.

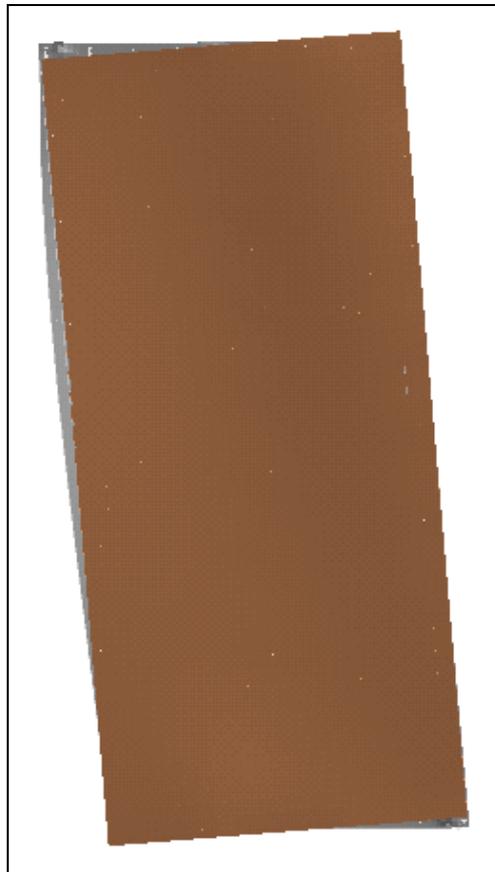
**Figura 4.16 – Deformada do modelo após seu deslocamento lateral máximo**



Fonte: Do Autor

Conforme esperado, a deformação da estrutura ocorre na forma de um paralelogramo com ligeira flexão. No instante em que o painel atinge seu deslocamento lateral máximo, observa-se que o montante intermediário sofre uma leve torção em virtude da ausência do fechamento interno do painel. A Figura 4.17 demonstra o deslizamento relativo da interface da placa de fechamento com o reticulado metálico, o que indica que o modelo captura com precisão o comportamento lateral do painel avaliado.

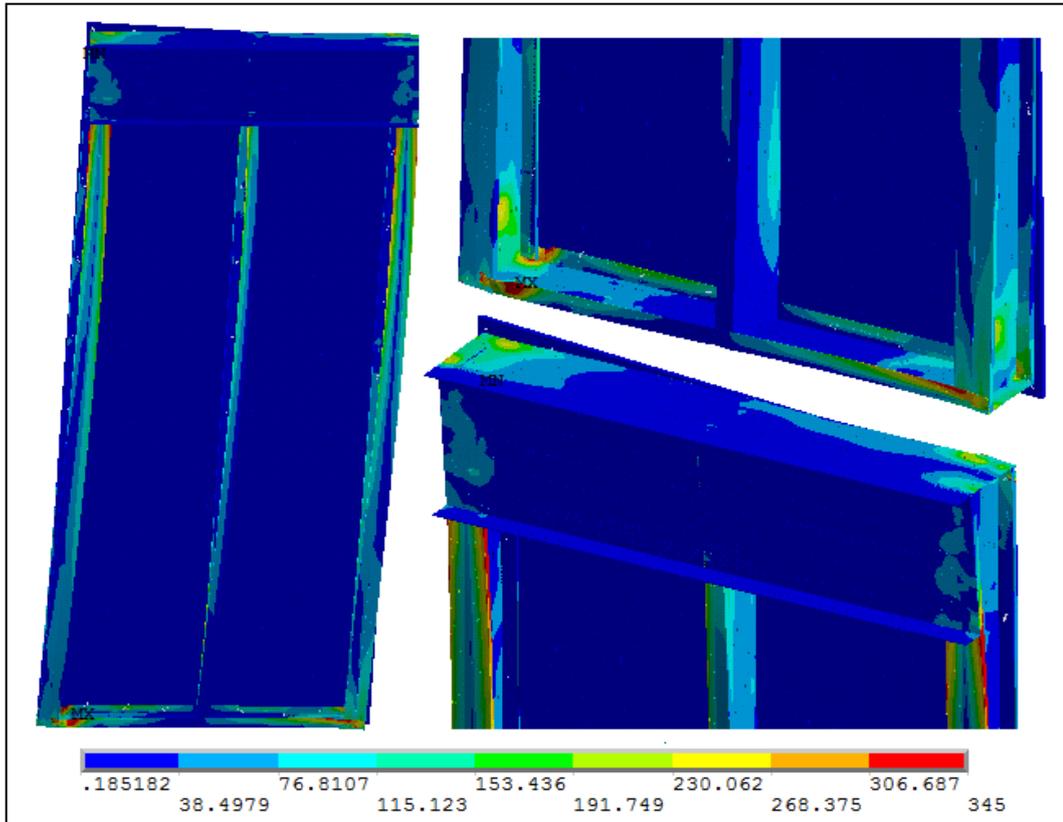
**Figura 4.17 – Deslizamento relativo entre a placa e os perfis**



Fonte: Do Autor

A maior concentração de tensões nos perfis metálicos ocorre próximo às regiões de ancoragem com a fundação, onde é possível observar deformações significativas nas mesas da guia inferior. Em relação a região superior do reticulado metálico, observa-se a presença de um elevado nível de tensão em virtude da contenção dos montantes exercida pela sanefa. A Figura 4.18 apresenta a estrutura com as tensões de *Von Mises*, na qual pode ser observado que o OSB experimenta um baixo nível de tensão em relação aos perfis de aço formados a frio.

**Figura 4.18 – Distribuição de tensões no modelo**



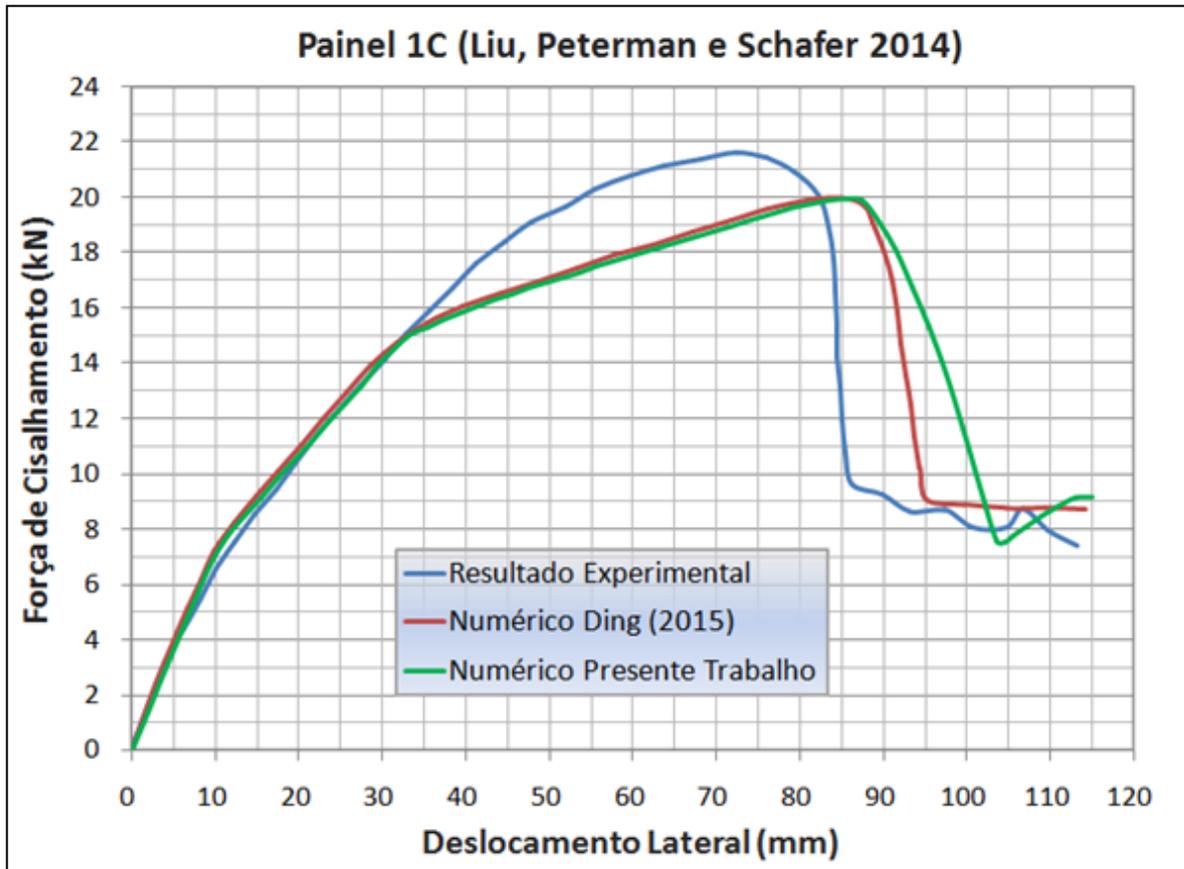
Fonte: Do Autor

### 4.3.2 Idealizações Propostas por Ding (2015)

Com o intuito de aperfeiçoar os resultados obtidos nas simulações anteriores, o modelo proposto nesta etapa do estudo foi desenvolvido a partir das técnicas de modelagem empregadas por Ding (2015). Para tanto, utilizou-se as propriedades dos materiais e o modelo de ligações placa-perfil considerados pelo autor. A comparação entre os resultados experimental e numéricos pode ser observada na Figura 4.19, na qual está contido o gráfico com as curvas carga *versus* deslocamento lateral correspondentes ao painel avaliado.

Os resultados obtidos a partir da simulação numérica forneceram uma previsão bastante precisa da resposta experimental do painel de cisalhamento. Conforme pode ser observado na Figura 4.19, o modelo captura com precisão a rigidez dos dois primeiros trechos da curva obtida no ensaio experimental. Todavia, a partir do início do terceiro trecho da curva, o modelo subestima a rigidez do painel de cisalhamento, o que conduz a uma resistência ligeiramente inferior ao valor fornecido pelo ensaio experimental.

Figura 4.19 – Curvas correspondentes às respostas numéricas e experimental

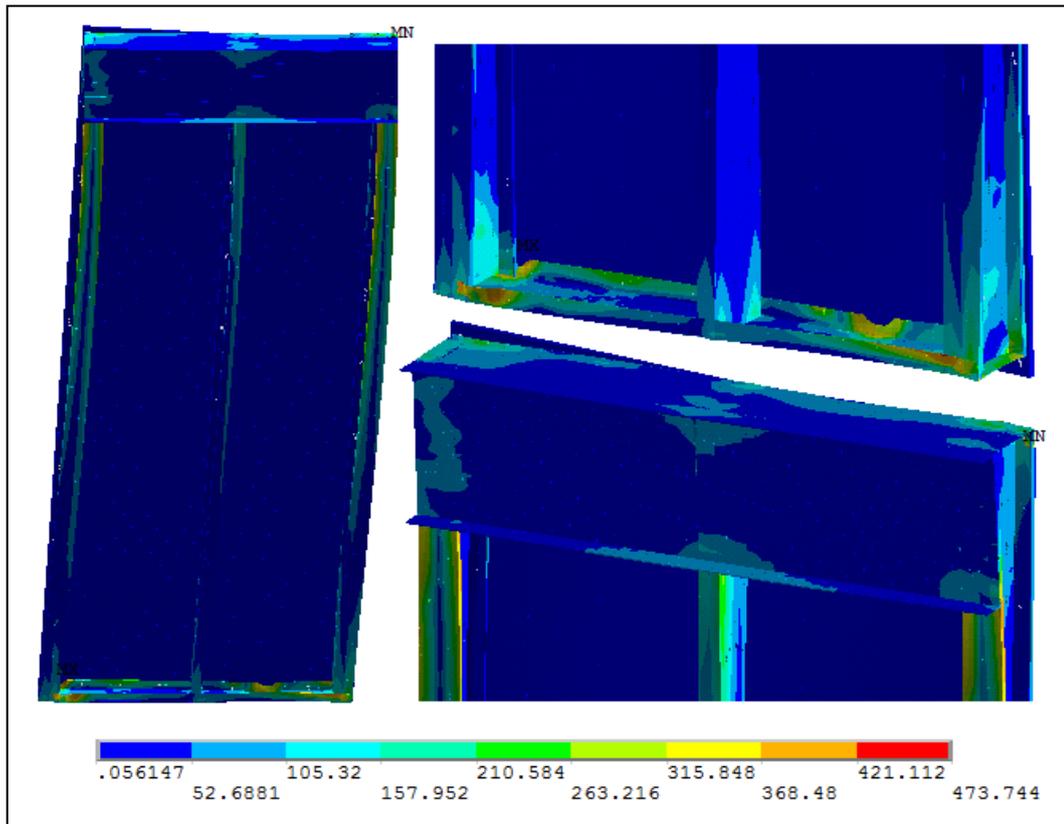


Fonte: Do Autor

Os resultados ainda indicam que as respostas obtidas nas simulações numéricas são bastante semelhantes. No entanto, observa-se que o comportamento pós-crítico do modelo proposto apresenta uma discrepância em relação à resposta obtida por Ding (2015), a qual pode ser atribuída à densidade da malha de elementos finitos utilizada na discretização dos modelos. A Figura 4.20 apresenta a estrutura em sua posição deformada, na qual pode ser observada a distribuição de tensões após o deslocamento lateral máximo do painel.

A maior concentração de tensões no reticulado metálico ocorre na base do painel, onde o aço em torno das ligações entre a guia e os montantes entrou no estágio de encruamento. Em contrapartida, observa-se que a placa de fechamento experimental um baixo nível de tensão, o que sugere que as propriedades do OSB têm pouca influência na resposta lateral de um painel de cisalhamento. Apesar dessa constatação, a modelagem do OSB como um material ortotrópico fornece uma resposta mais realista do comportamento do material, reproduzindo com precisão os modos de deformação por flexão e por cisalhamento do diafragma.

Figura 4.20 – Tensões de *Von Mises* atuantes no painel



Fonte: Do Autor

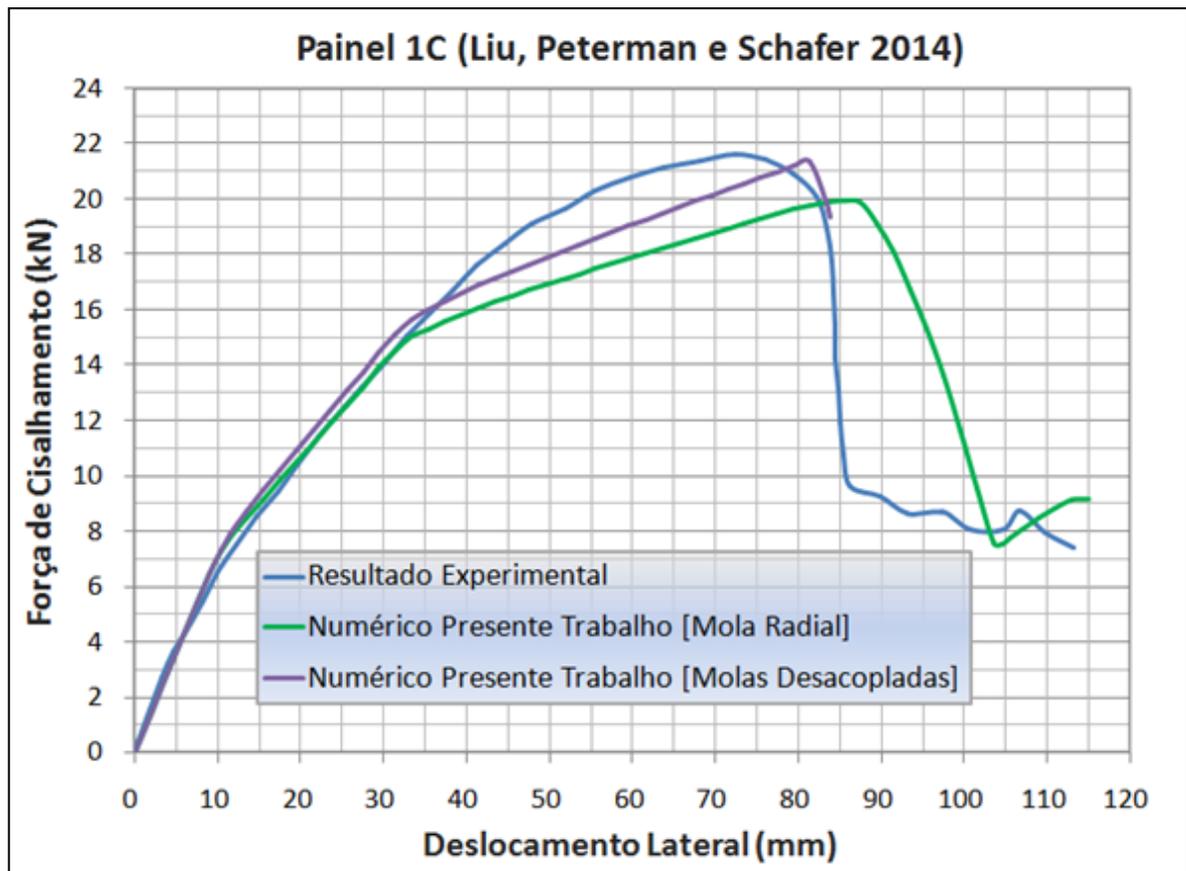
Em geral, a ruptura de um painel submetido ao carregamento lateral monotônico é controlada pela falha gradual das ligações entre os perfis e o material de fechamento. Nesse contexto, a definição apropriada da curva correspondente ao comportamento das ligações tem um papel crucial para fidelidade do modelo. Embora as respostas obtidas a partir das simulações numéricas sejam condizentes com o resultado do ensaio experimental, o refinamento do modelo a partir de novos estudos experimentais sobre ligações pode convergir ainda mais os resultados.

#### 4.3.3 Análise Comparativa entre os Modelos de Mola

Conforme mencionado anteriormente, a modelagem das ligações placa-perfil é realizada com o uso de modelos de molas, que tratam-se de formulações idealizadas para reproduzir o comportamento translacional dos parafusos durante a simulação do painel. Até o momento, os modelos numéricos apresentados empregaram o modelo de mola radial, que possui uma formulação capaz de rotacionar sua linha de ação durante o processamento da análise.

Nesta etapa do trabalho, o modelo de molas desacopladas foi aplicado ao modelo numérico desenvolvido no Item anterior, o que possibilitou a análise comparativa dessa formulação perante o modelo de mola radial. A comparação entre as repostas obtidas a partir das simulações numéricas pode ser observada na Figura 4.21, na qual está contido o gráfico com as curvas carga *versus* deslocamento lateral correspondentes ao painel avaliado.

Figura 4.21 – Influência dos modelos de mola nas repostas numéricas



Fonte: Do Autor

A simulação conduzida a partir do modelo de molas desacopladas forneceu uma resposta bastante próxima do comportamento obtido experimentalmente. Conforme pode ser observado na Figura 4.21, o modelo concebido a partir dessa formulação captura com precisão o primeiro trecho da curva obtida no ensaio experimental. À medida que a carga é aumentada, observa-se uma divergência entre as curvas obtidas a partir das simulações numéricas, indicando que o modelo de molas desacopladas superestima a rigidez e a resistência das ligações dos modelos de painéis de cisalhamento.

Essa divergência fica mais evidenciada no terceiro trecho das curvas, onde pode ser observado que o aumento de rigidez e resistência fornecido pelo modelo de molas desacopladas conduz a uma resposta mais ajustada com o comportamento experimental do caso avaliado. Embora o resultado obtido a partir da simulação com o uso de molas duplas seja satisfatório, o modelo numérico não foi capaz de reproduzir apropriadamente o comportamento pós-crítico do painel devido às dificuldades de convergência durante o processamento da análise.

## 5 MODELO SIMPLIFICADO PARA PAINÉIS DE CISALHAMENTO

Tendo em vista a concepção de uma metodologia de cálculo simplificada para fins práticos de análise e projeto, o presente trabalho propõe um modelo analítico capaz de caracterizar adequadamente a contribuição de rigidez e resistência lateral fornecida pelas placas de OSB aos painéis de cisalhamento. Essa proposta torna viável o dimensionamento de edifícios de múltiplos pavimentos, uma vez que trata-se de um modelo melhor adaptado ao cotidiano de escritórios de projetos devido a economia de tempo e recursos obtida com sua aplicação.

O modelo simplificado proposto foi idealizado a partir da abordagem utilizada no trabalho desenvolvido por Leng, Schafer e Buonopane (2013), na qual a modelagem dos painéis de cisalhamento de um edifício é realizada com a utilização de elementos de barra conforme a analogia típica de treliça. Esse modelo é complementar ao proposto por Shamim e Rogers (2012), tendo como princípio fundamental a representação do painel por meio de barras articuladas rígidas e por diagonais equivalentes sujeitas a deformação, cujo comportamento é calibrado para resultar em uma resposta adequada do painel com a placa de fechamento.

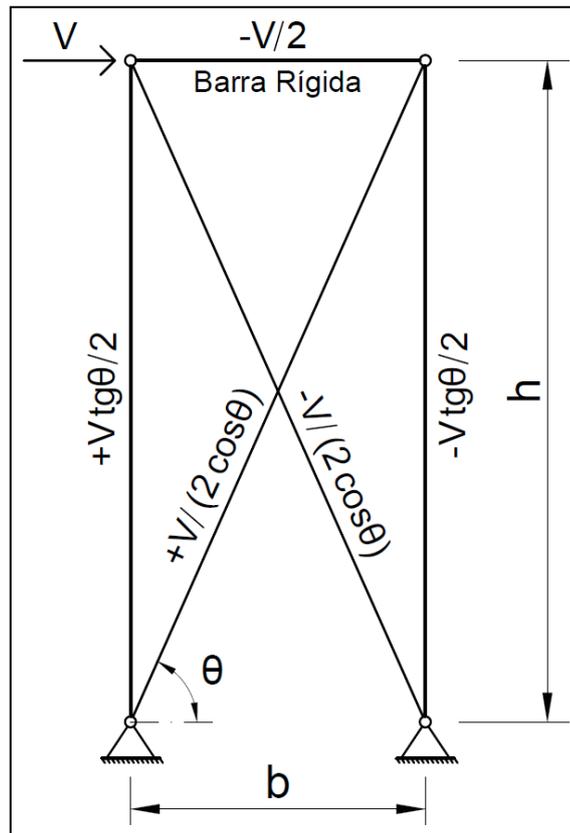
### 5.1 MODELO DE DIAGONAIS EQUIVALENTES

Em seu trabalho, Pedrosa (2015) apresentou uma adaptação do modelo simplificado desenvolvido por Leng, Schafer e Buonopane (2013), na qual apenas a barra superior do quadro é tratada como rígida. De acordo com o autor, essa consideração está relacionada ao efeito de diafragma rígido conferido pelas lajes, o qual também pode ser representado pelo acoplamento dos deslocamentos horizontais dos nós superiores da estrutura.

Tal adaptação ainda resultou na supressão da guia inferior do quadro estrutural, uma vez que a metodologia apresentada pelo autor considera apenas ações horizontais devido a pressão do vento, o que torna a barra inferior dispensável para concepção do modelo simplificado. Embora os montantes laterais sejam tratados como elementos deformáveis, a influência dessas barras na rigidez e na resistência lateral da estrutura é irrisória, o que permite a consideração de barras verticais idênticas para o cálculo dos esforços nas diagonais.

Nesse sentido, visto que as diagonais são os únicos elementos resistentes aos esforços laterais, é possível descrever qualquer relação  $V \times \delta$  de um painel de cisalhamento como uma relação unidimensional  $\sigma \times \varepsilon$  para o material das diagonais. Essa estratégia requer o cálculo dos esforços normais na estrutura, que podem ser obtidos por meio do Método das Forças, conforme apresenta a Figura 5.1.

Figura 5.1 – Esforços normais no modelo de diagonais equivalentes



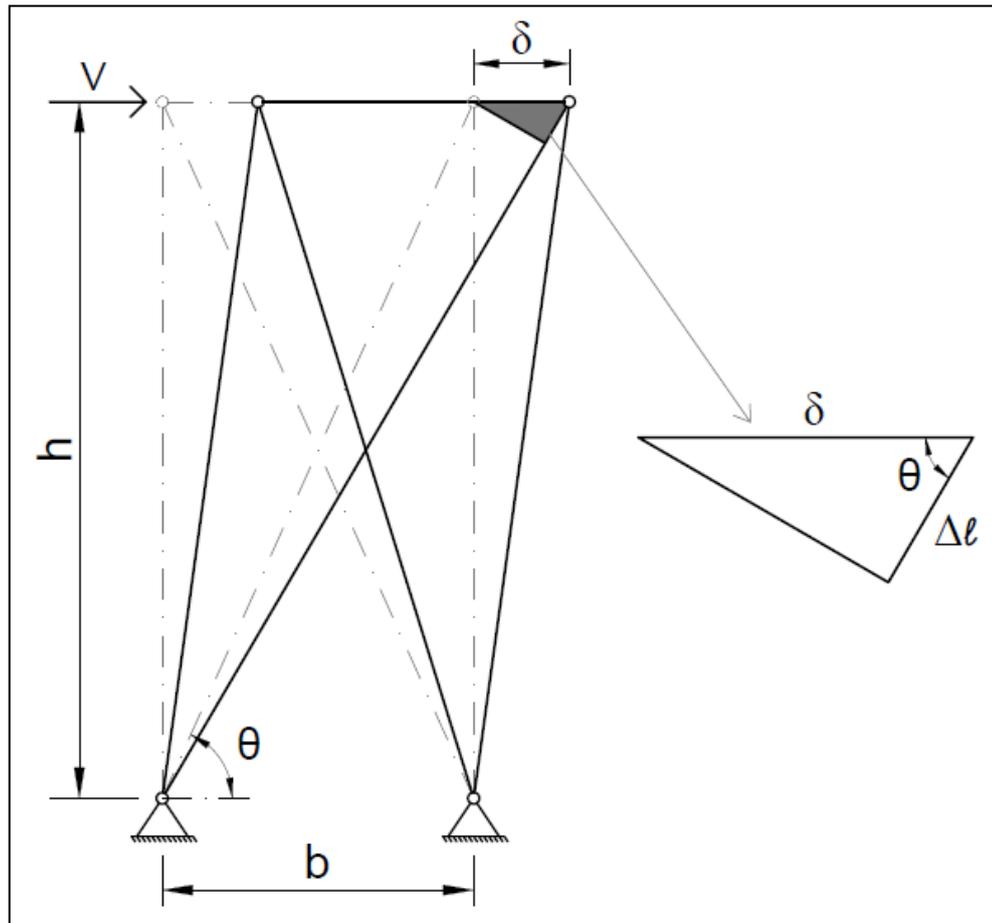
Fonte: Adaptado de Pedrosa (2015)

Assim, conhecendo a força atuante na diagonal e arbitrando-se uma área conveniente para sua seção transversal, o cálculo da tensão axial nas diagonais equivalentes pode ser efetuado conforme a Equação 5.1.

$$\sigma_n = \frac{F}{A} = \frac{V_n}{2 \cos \theta} = \frac{V_n \sqrt{b^2 + h^2}}{2A b} \quad (5.1)$$

Para obter a deformação axial das diagonais, admite-se aproximação para o caso de pequenos deslocamentos conforme exposto na Figura 5.2.

Figura 5.2 – Aproximação para pequenos deslocamentos



Fonte: Adaptado de Pedrosa (2015)

A partir desse conceito, é possível estabelecer uma relação entre o deslocamento lateral do painel ( $\delta_n$ ) e o comprimento deformado das diagonais ( $\Delta \ell$ ). Como resultado, a deformação axial dessas barras pode ser expressa conforme a Equação 5.2, onde ( $L$ ) é o comprimento das diagonais, ( $b$ ) é a largura do painel, ( $h$ ) é a altura do painel e ( $\theta$ ) é o ângulo formado entre as diagonais e a horizontal.

$$\varepsilon_n = \frac{\Delta \ell}{L} = \frac{\delta_n \cos \theta}{\sqrt{b^2 + h^2}} = \frac{\delta_n b}{b^2 + h^2} \quad (5.2)$$

Embora Pedrosa (2015) tenha optado por uma idealização elástica perfeitamente plástica (EPP), o método permite a parametrização do modelo a partir de uma curva multilinear. Para tanto, deve-se conhecer os parâmetros de força ( $V_n$ ) e deslocamento relativo ( $\delta_n$ ), que podem ser obtidos a partir de estudos numéricos e

experimentais disponíveis na literatura. Dessa maneira, torna-se possível estabelecer o comportamento das diagonais a partir de um modelo multilinear definido por pares de valores de tensão e deformação axial, consistindo em um modelo computacional simplificado, composto apenas por elementos de barra.

### 5.1.1 Aplicação do Modelo de Diagonais Equivalentes

O modelo simplificado proposto consiste em um método pelo qual o painel de cisalhamento é representado por meio de barras articuladas e diagonais equivalentes, o que permite que a análise estrutural dos painéis seja realizada apenas com o processamento do reticulado metálico. Essa estratégia foi aplicada na modelagem simplificada do painel 1C, cujas dimensões e demais características são apresentadas no item 4.2.1.

Para atingir o nível de precisão exigido pela prática de projetos, o comportamento das diagonais foi calibrado a partir do modelo multilinear *Pinching4*, tendo como base os resultados obtidos no estudo numérico realizado no capítulo anterior e a parametrização apresentada em Leng, Schafer e Buonopane (2013). Por simplicidade, o comportamento de recarga e descarga do material não foi incorporado ao modelo, uma vez que a ideia central do trabalho não envolve a consideração de ações dinâmicas decorrentes de abalos sísmicos.

Conforme já mencionado, a aplicação do método proposto requer a estimativa de uma área para o cálculo da tensão axial nas diagonais. Essa propriedade foi estabelecida a partir da escolha de uma seção transversal circular com 50 mm de diâmetro, o que corresponde a uma área de 1.963 mm<sup>2</sup>. Assim, aplicando as expressões definidas na seção anterior, o comportamento do material das diagonais foi estabelecido a partir dos parâmetros de tensão e deformação axial relacionados na Tabela 5.1.

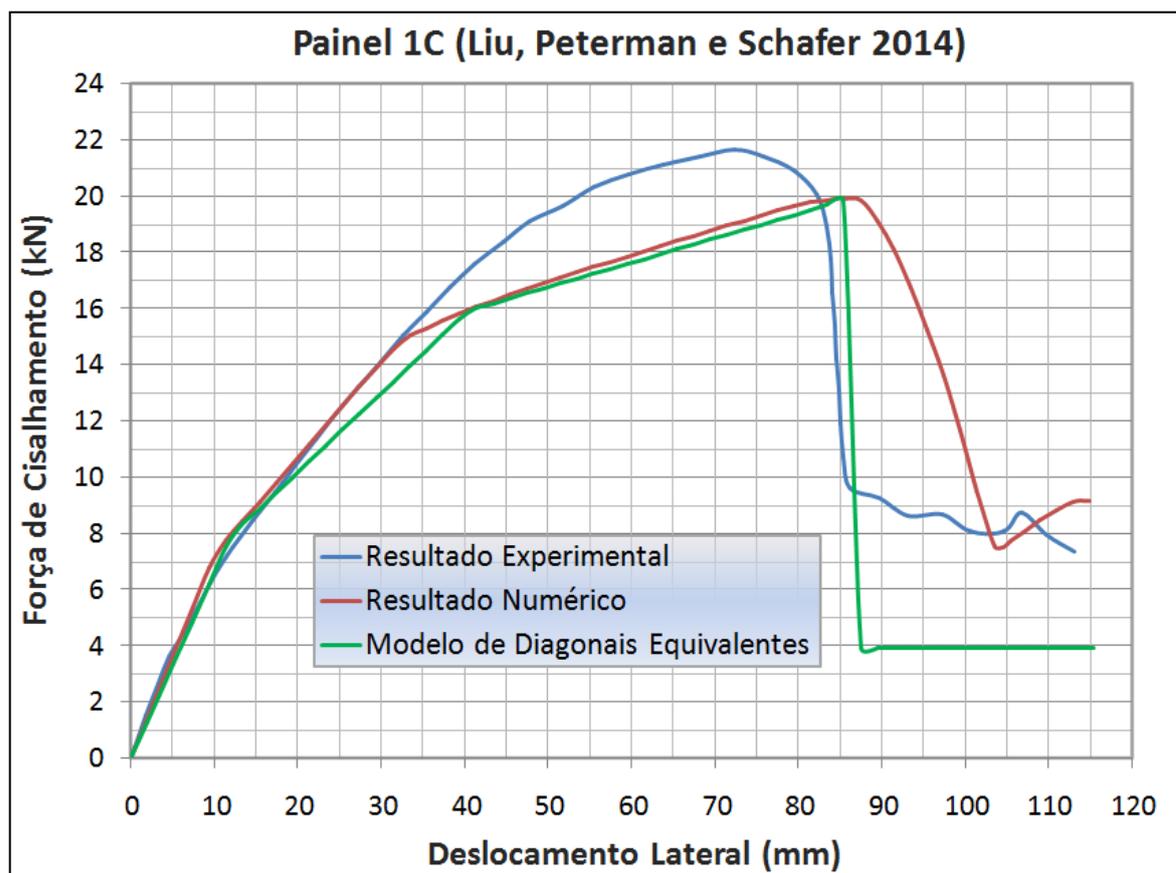
**Tabela 5.1 – Parâmetros de tensão e deformação axial**

$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_4$ (MPa)	$\varepsilon_1$ (‰)	$\varepsilon_2$ (‰)	$\varepsilon_3$ (‰)	$\varepsilon_4$ (‰)
4,99	9,98	12,48	2,46	1,61	5,40	11,60	11,64

Fonte: Do Autor

A comparação entre as respostas obtidas para o painel avaliado pode ser observada na Figura 5.3, na qual está contido o gráfico com as curvas carga *versus* deslocamento lateral correspondentes ao ensaio experimental, à simulação do modelo de elementos finitos e à simulação do modelo simplificado.

Figura 5.3 – Resultados obtidos a partir dos modelos numérico e simplificado



Fonte: Do Autor

O resultado obtido a partir da simulação do modelo de diagonais equivalentes forneceu uma previsão bastante próxima da resposta numérica do painel avaliado. Conforme pode ser observado na Figura 5.3, o modelo simplificado reproduz satisfatoriamente o efeito de contraventamento dado pelas placas de fechamento, apresentando-se como um método bastante interessante para fins práticos de análise e projeto. Embora o resultado se mostre adequado, a parametrização adotada na aplicação do método ainda pode ser aprimorada, de modo que a resposta lateral do modelo simplificado resulte em uma rigidez ainda mais ajustada com aquela correspondente ao painel com a placa de fechamento.

Convém observar que, na maioria dos casos, as extremidades laterais dos painéis estruturais não apresentam a mesma quantidade de montantes. No entanto, conforme pode ser observado na Tabela 5.2, a influência dessa particularidade em painéis de cisalhamento usuais é pouco significativa, uma vez que a contribuição das barras verticais na rigidez e na resistência lateral da estrutura é irrisória. Nesse sentido, o modelo simplificado proposto é válido para quaisquer painéis de cisalhamento, podendo ser utilizado inclusive, para análise de estruturas submetidas a carregamentos gravitacionais e horizontais aplicados simultaneamente.

**Tabela 5.2 – Influência dos montantes laterais na resistência lateral do painel**

Modelo 1 (2) Barras – (2) Barras <sup>a</sup>		Modelo 2 (2) Barras – (6) Barras <sup>a</sup>		Erro relativo (%)
$\delta$ (mm)	V (kN)	$\delta$ (mm)	V (kN)	
1,00	0,652	1,00	0,659	1,07
7,50	4,891	7,50	4,942	1,04
15,50	8,896	15,50	8,935	0,44
23,50	11,148	23,50	11,198	0,45
31,50	13,401	31,50	13,460	0,44
39,50	15,655	39,50	15,723	0,43
47,50	16,553	47,50	16,575	0,13
55,50	17,249	55,50	17,271	0,13
63,50	17,944	63,50	17,968	0,13
71,50	18,640	71,50	18,664	0,13
85,50	19,858	85,50	19,883	0,13
99,50	3,928	99,50	3,928	–

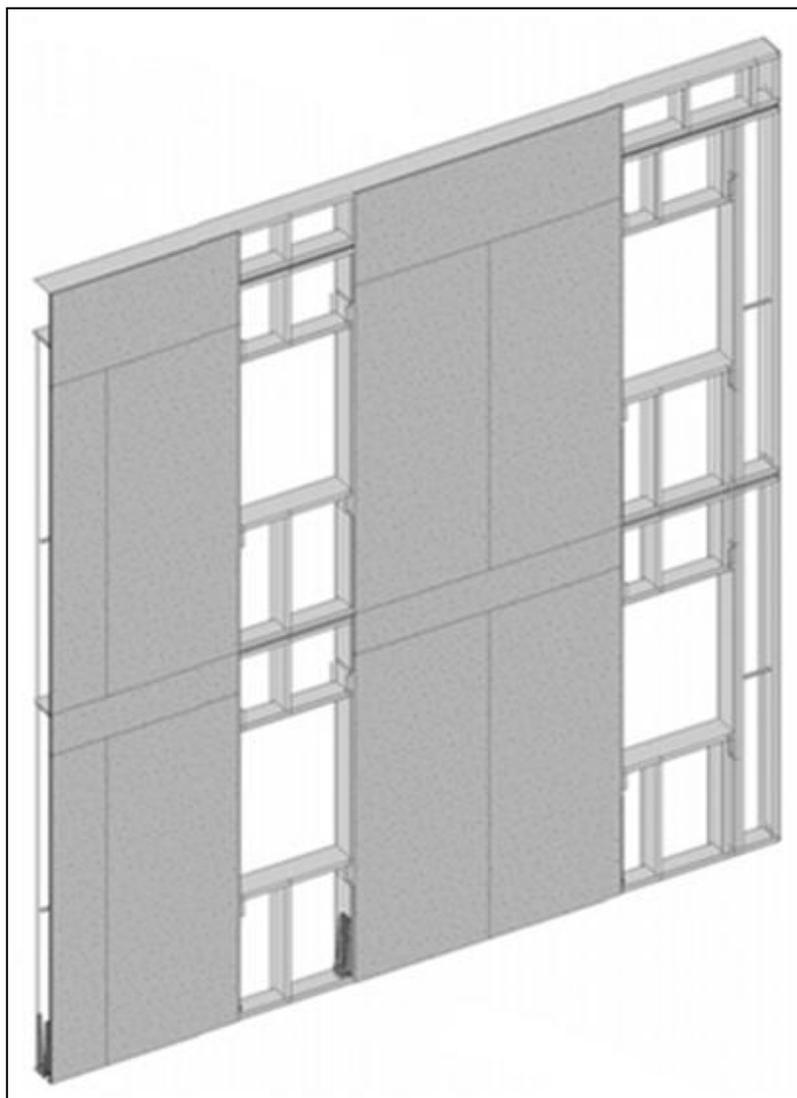
<sup>a</sup> Quantidade de montantes em cada extremidade do painel avaliado (Painel 1C).

Fonte: Do Autor

Para fins de exemplificação da funcionalidade do método em estruturas usuais, o modelo proposto foi aplicado em um pórtico plano de dois pavimentos projetado a partir do sistema *Light Steel Framing*. Conforme apresenta a Figura 5.4, a geometria selecionada consiste na elevação leste do edifício CFS-NEES, cujo projeto foi desenvolvido como parte do programa de pesquisa conduzido pela *Cold-Formed Steel Network for Earthquake Engineering Simulation* (CFS-NEES).

Os detalhes correspondentes ao projeto estrutural do edifício CFS-NESS estão disponíveis no relatório de pesquisa elaborado por Madsen, Nakata e Schafer (2011), no qual estão contidas as características arquitetônicas e as memórias de cálculo referentes ao dimensionamento do edifício estudado.

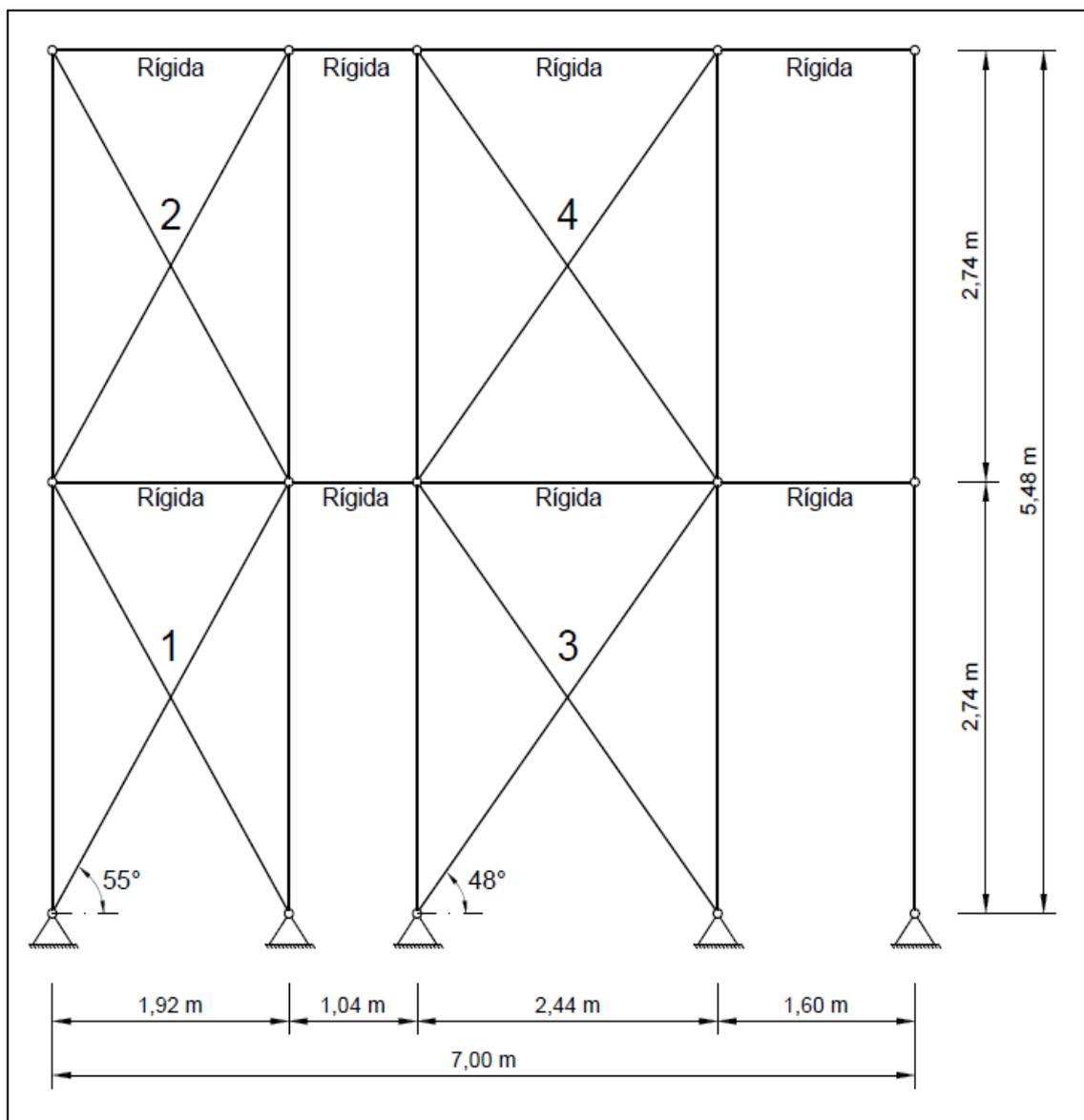
**Figura 5.4 – Elevação leste do edifício CFS-NEES**



Fonte: Madsen, Nakata e Schafer (2011)

Ao adaptar a estrutura para o modelo simplificado, apenas as regiões sem aberturas foram consideradas como resistentes aos esforços de cisalhamento. Nesse sentido, a modelagem das diagonais equivalentes ficou restrita aos locais onde se situam painéis integralmente revestidos, resultando em um modelo composto apenas por elementos de barra conforme mostra a Figura 5.5.

Figura 5.5 – Modelo simplificado de diagonais equivalentes



Fonte: Do Autor

Assim como no painel isolado, a estrutura em questão foi modelada a partir de dados disponíveis no estudo numérico realizado no capítulo anterior e da estimativa de uma área conveniente para as diagonais equivalentes. Essa propriedade foi estabelecida a partir da escolha de uma seção transversal circular com 50 mm de diâmetro, o que corresponde a uma área de 1.963 mm<sup>2</sup>. Assim, aplicando as expressões analíticas definidas para o método, o comportamento das diagonais equivalentes foi estabelecido a partir dos parâmetros de tensão e deformação axial relacionados na Tabela 5.3.

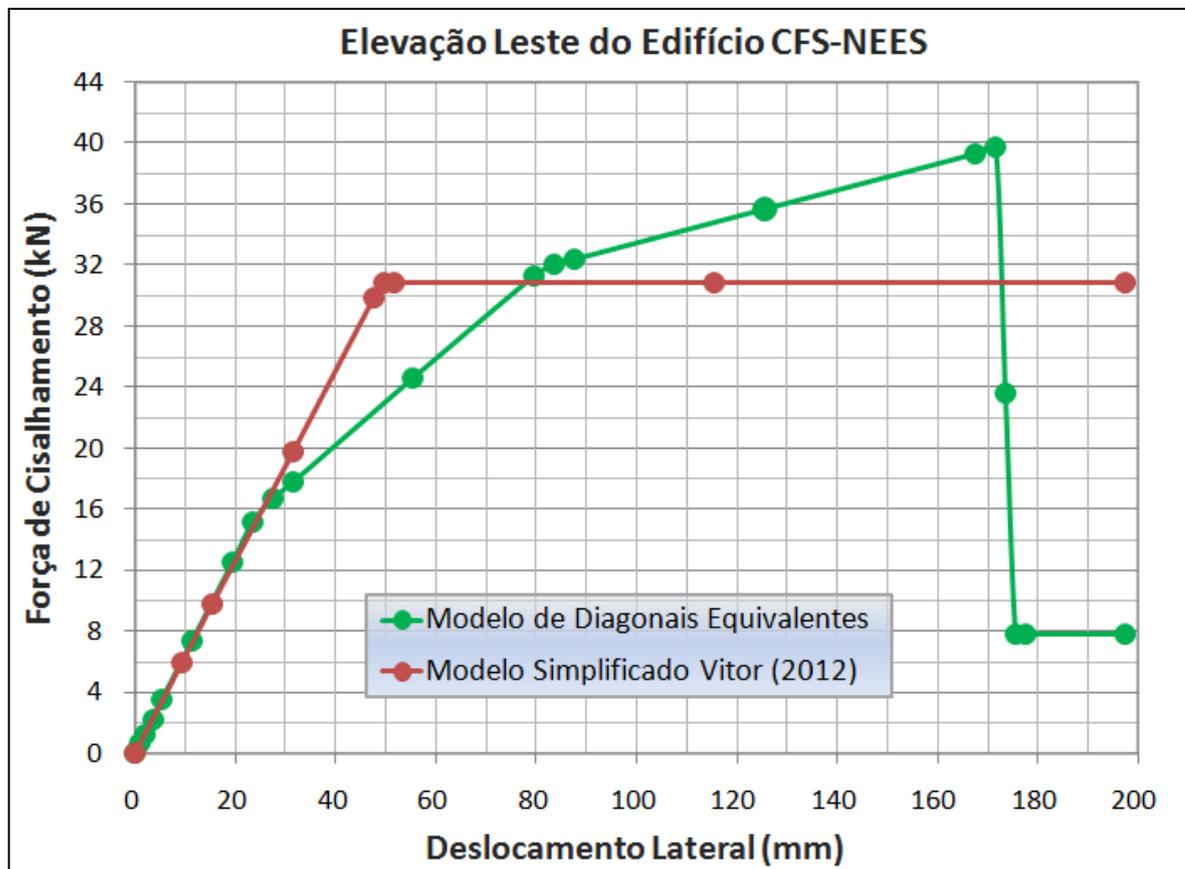
Tabela 5.3 – Tensões e deformações axiais para simulação das diagonais

Painéis 1 e 2	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_4$ (MPa)	$\varepsilon_1$ (‰)	$\varepsilon_2$ (‰)	$\varepsilon_3$ (‰)	$\varepsilon_4$ (‰)
	3,54	7,08	8,85	1,74	2,03	6,82	14,66	14,72
Painéis 3 e 4	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_4$ (MPa)	$\varepsilon_1$ (‰)	$\varepsilon_2$ (‰)	$\varepsilon_3$ (‰)	$\varepsilon_4$ (‰)
	3,05	6,11	7,64	1,50	2,15	7,21	15,50	15,56

Fonte: Do Autor

Para efeito de comparação com a resposta obtida a partir do modelo de diagonais equivalentes, a estrutura em estudo ainda foi modelada pelo método apresentado por Pedrosa (2015), cuja concepção foi baseada no Modelo Equivalente de Energia Elasto-Plástico (EEEP). A Figura 5.6 demonstra a descrição gráfica dos resultados, na qual são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento lateral obtidas nas simulações da estrutura avaliada.

Figura 5.6 – Descrição gráfica da resposta dos modelos simplificados



Fonte: Do Autor

Ao confrontar os resultados apresentados na Figura 5.6, é possível constatar que o modelo desenvolvido por Pedrosa (2015) é incapaz de reproduzir as não linearidades presentes na resposta do modelo de diagonais equivalentes. Esse comportamento está relacionado ao método utilizado pelo autor, no qual é incorporado uma idealização elástica perfeitamente plástica para definição do comportamento das diagonais. Em contrapartida, a curva correspondente ao modelo de diagonais equivalentes exibe um comportamento similar à resposta obtida a partir da simulação do painel isolado, o que sugere que o modelo proposto no presente trabalho fornece uma previsão mais adequada do comportamento da estrutura.

## 5.2 MODELO DE MOLAS EQUIVALENTES

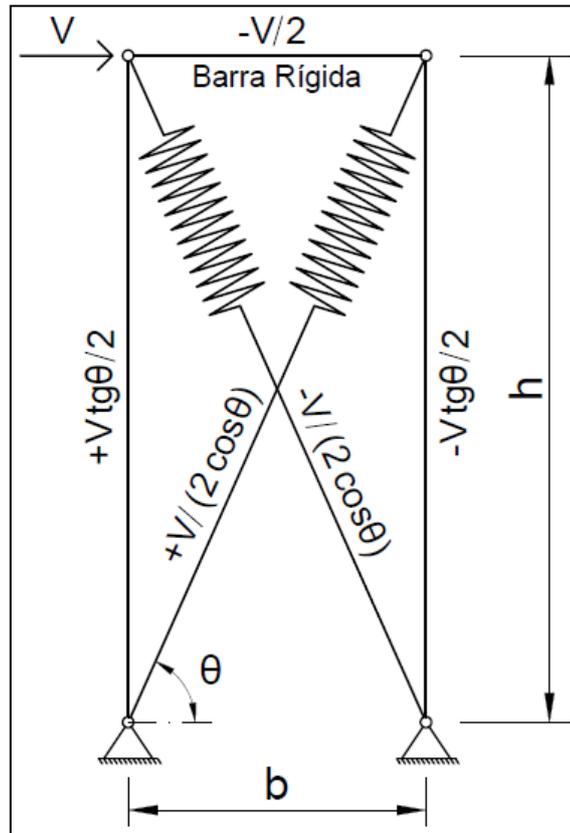
Tendo em vista uma alternativa ao modelo de diagonais equivalentes, o presente trabalho propõe um modelo analítico capaz de possibilitar uma modelagem com maior simplicidade e menor custo computacional. Esse modelo é complementar ao proposto por Pedrosa (2015), tendo como conceito fundamental a substituição das barras diagonais por elementos de mola, cuja rigidez é calibrada para resultar em uma resposta equivalente do painel com a placa de fechamento.

De modo geral, a metodologia proposta é baseada nos mesmos conceitos empregados na concepção do modelo de diagonais equivalentes, diferenciando-se deste, por utilizar elementos de mola não lineares como diagonais. Nesse contexto, visto que as molas são os únicos elementos resistentes aos esforços horizontais, é possível descrever qualquer relação  $V - \delta$  de um painel de cisalhamento a partir da definição do comportamento translacional dos elementos de mola.

Essa estratégia requer o cálculo dos esforços atuantes nas molas equivalentes, que podem ser obtidos a partir da resolução da estrutura hiperestática exposta na Figura 5.7. Assim, conhecendo as características geométricas do painel, o cálculo dos parâmetros de força utilizados na definição do comportamento dos elementos de mola pode ser efetuado conforme a Equação 5.3.

$$f_n = \frac{V_n}{2 \cos \theta} = \frac{V_n \sqrt{b^2 + h^2}}{2b} \quad (5.3)$$

Figura 5.7 – Esforços normais no modelo de molas equivalentes



Fonte: Do Autor

Para obter o deslocamento longitudinal das molas, admite-se aproximação para o caso de pequenos deslocamentos conforme exposto na Figura 5.2. A partir desse conceito, é possível estabelecer uma relação entre o deslocamento lateral do painel ( $\delta_n$ ) e a translação unidirecional das molas ( $\Delta \ell$ ). Como resultado, o deslocamento desses elementos pode ser expresso conforme a Equação 5.4, onde ( $b$ ) é a largura do painel, ( $h$ ) é a altura do quadro estrutural e ( $\theta$ ) é o ângulo formado entre as molas e a horizontal.

$$\Delta \ell_n = \delta_n \cos \theta = \frac{\delta_n b}{\sqrt{b^2 + h^2}} \quad (5.4)$$

Dessa maneira, torna-se possível estabelecer o comportamento das molas a partir de um modelo multilinear definido por pares de valores de força ( $V_n$ ) e deslocamento relativo ( $\delta_n$ ), tendo como base resultados de estudos numéricos e experimentais disponíveis na literatura. Convém observar que, ao contrário do

modelo de diagonais equivalentes, o método proposto não requer a estimativa de uma área para seção transversal das diagonais, o que possibilita uma economia de tempo e recursos na fase de modelagem.

### 5.2.1 Aplicação do Modelo de Molas Equivalentes

O modelo simplificado proposto consiste em um método pelo qual o painel de cisalhamento é representado por meio de barras articuladas e elementos de mola, o que permite que a análise estrutural dos painéis seja realizada com maior simplicidade e menor esforço computacional. Essa estratégia foi aplicada na modelagem simplificada do painel 1C, cujas dimensões e demais características são apresentadas no item 4.2.1.

Com o intuito de atingir o nível de precisão exigido pela prática de projetos, o comportamento dos elementos de mola foi calibrado a partir do modelo multilinear *Pinching4*. Para tanto, a modelagem do painel partiu de dados obtidos no estudo numérico realizado no capítulo anterior e da parametrização apresentada em Leng, Schafer e Buonopane (2013). Por simplicidade, o comportamento de recarga e descarga do material não foi incorporado ao modelo, uma vez que o propósito do trabalho não envolve a consideração de ações cíclicas.

Assim, aplicando as expressões analíticas definidas na seção anterior, o comportamento dos elementos de mola foi estabelecido a partir dos parâmetros de força e deslocamento relativo relacionados na Tabela 5.4.

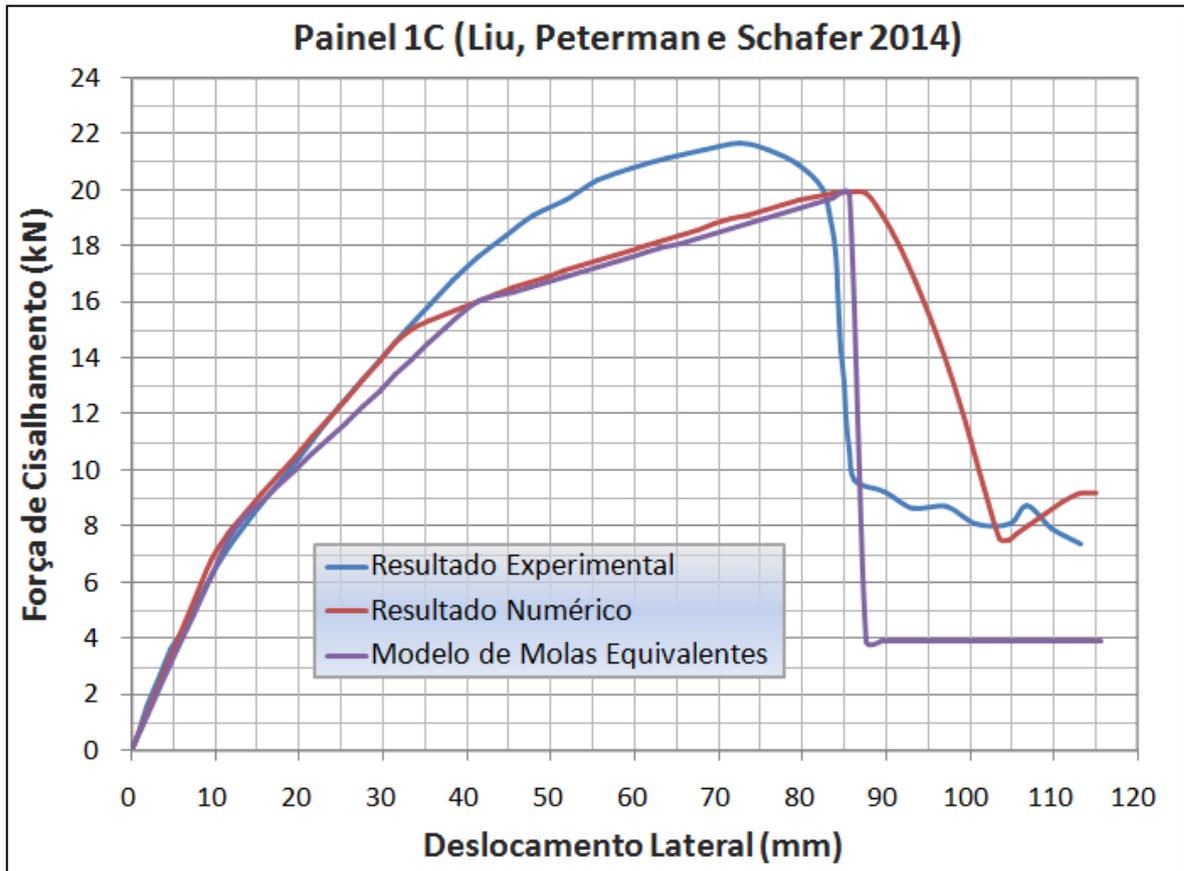
**Tabela 5.4 – Parâmetros de força e deslocamento relativo**

$f_1$ (N)	$f_2$ (N)	$f_3$ (N)	$f_4$ (N)	$\Delta l_1$ (mm)	$\Delta l_2$ (mm)	$\Delta l_3$ (mm)	$\Delta l_4$ (mm)
9.802	19.604	24.505	4.827	4,82	16,18	34,78	34,92

Fonte: Do Autor

A comparação entre as respostas obtidas para o painel avaliado pode ser observada na Figura 5.8, na qual está contido o gráfico com as curvas carga *versus* deslocamento lateral correspondentes ao ensaio experimental, à simulação do modelo de elementos finitos e à simulação do modelo de molas equivalentes.

Figura 5.8 – Resposta obtida a partir do modelo de molas equivalentes

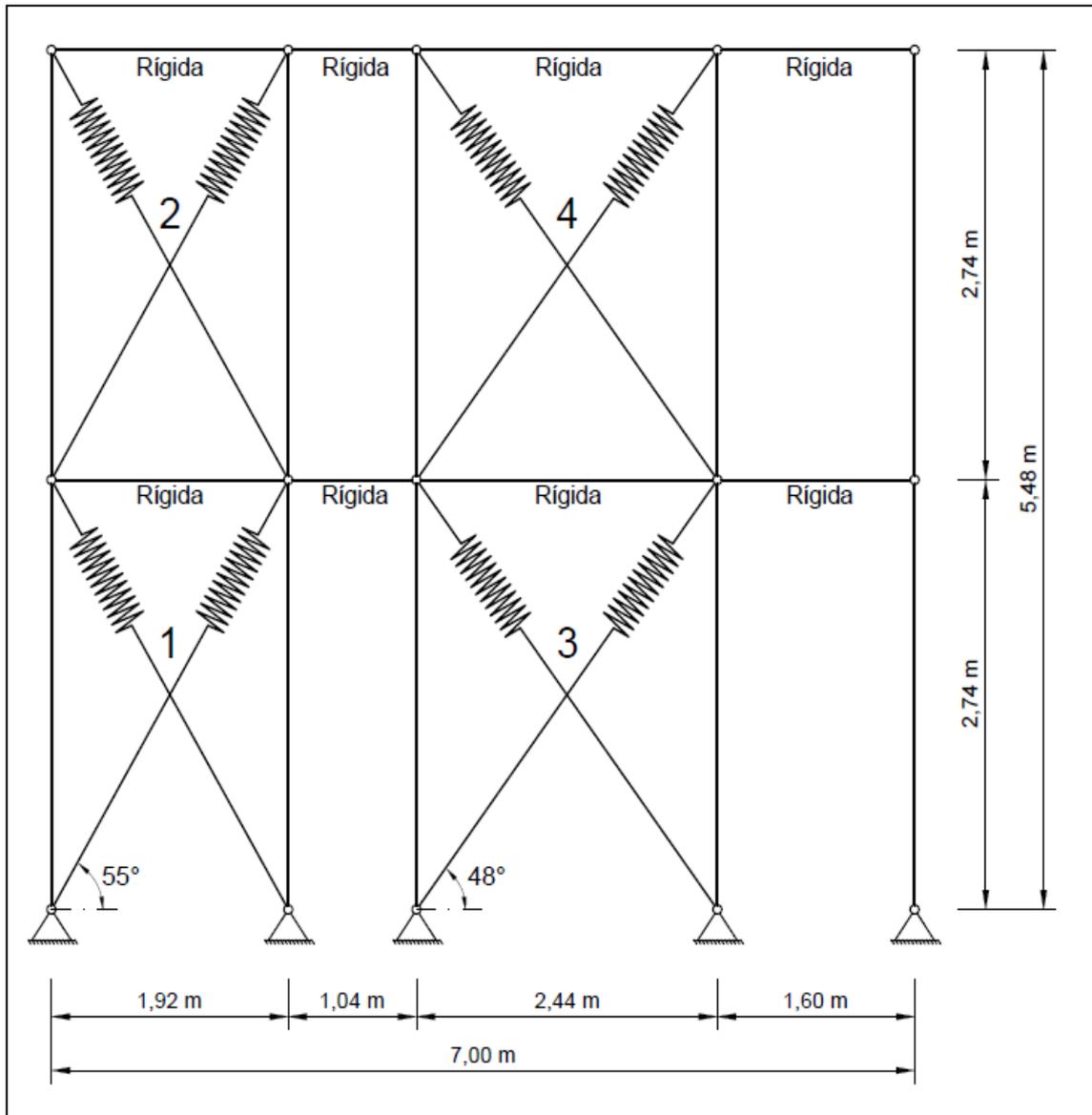


Fonte: Do Autor

O resultado obtido a partir da simulação do modelo simplificado forneceu uma previsão bastante próxima da resposta numérica do painel avaliado. Conforme esperado, o uso de molas como elementos resistentes aos esforços horizontais confere ao painel o mesmo comportamento lateral do modelo simplificado de diagonais equivalentes, o que representa que a metodologia proposta é válida para quaisquer painéis de cisalhamento, consistindo em uma alternativa bastante interessante para aplicação prática em escritórios de projetos.

Para demonstrar a funcionalidade do método em estruturas usuais, o modelo de molas equivalentes ainda foi aplicado na modelagem simplificada da elevação leste do edifício CFS-NEES, cujas características arquitetônicas estão disponíveis no relatório de pesquisa elaborado por Madsen, Nakata e Schafer (2011). Conforme pode ser observado na Figura 5.9, a modelagem dos elementos de mola ficou restrita aos locais onde se situam painéis integralmente revestidos, resultando em um modelo computacional simplificado, adequado às exigências de agilidade e praticidade requeridas no meio prático.

Figura 5.9 – Modelo simplificado de molas equivalentes



Fonte: Do Autor

Convém observar que, o uso de molas como elementos resistentes aos esforços horizontais permite que a modelagem do painel seja realizada sem a necessidade de se estimar uma área para seção transversal das diagonais. Nesse sentido, o comportamento dos elementos de mola pode ser calibrado exclusivamente em função dos resultados apresentados no estudo numérico realizado no capítulo anterior. Assim, aplicando as equações definidas para o método, o comportamento das molas equivalentes foi estabelecido a partir dos parâmetros de força e deslocamento relativo relacionados na Tabela 5.5.

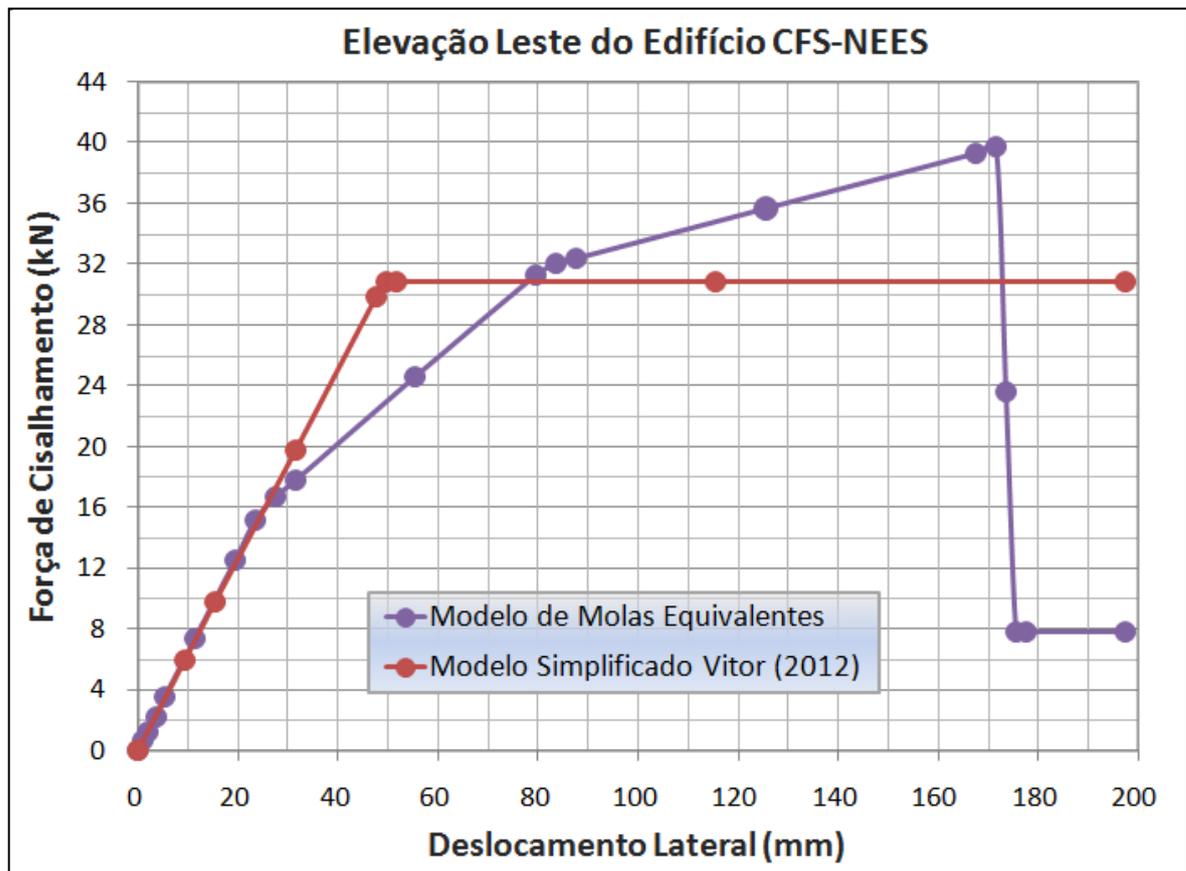
Tabela 5.5 – Parâmetros de força e deslocamento para simulação das molas

Painéis 1 e 2	$f_1$ (N)	$f_2$ (N)	$f_3$ (N)	$f_4$ (N)	$\Delta l_1$ (mm)	$\Delta l_2$ (mm)	$\Delta l_3$ (mm)	$\Delta l_4$ (mm)
	6.948	13.895	17.369	3.422	6,80	22,83	49,07	49,26
Painéis 3 e 4	$f_1$ (N)	$f_2$ (N)	$f_3$ (N)	$f_4$ (N)	$\Delta l_1$ (mm)	$\Delta l_2$ (mm)	$\Delta l_3$ (mm)	$\Delta l_4$ (mm)
	5.995	11.990	14.988	2.952	7,88	26,46	56,86	57,09

Fonte: Do Autor

A estratégia de análise ainda se valeu do resultado obtido na etapa anterior do trabalho, na qual a estrutura em estudo foi modelada a partir do método simplificado desenvolvido por Pedrosa (2015). A Figura 5.10 demonstra a descrição gráfica dos resultados, na qual são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento lateral obtidas na simulação da estrutura avaliada.

Figura 5.10 – Resultados obtidos a partir dos modelos simplificados



Fonte: Do Autor

Conforme pode ser observado na Figura 5.10, o uso de molas como elementos resistentes aos esforços horizontais confere à estrutura um comportamento lateral exatamente igual àquele correspondente ao modelo simplificado de diagonais equivalentes. Esse resultado demonstra que o método proposto é viável para análise de pórticos de múltiplos pavimentos, podendo ser utilizado inclusive, para simulação de estruturas submetidas a carregamentos gravitacionais e horizontais aplicados simultaneamente.

Ao confrontar os resultados, é possível observar que o modelo concebido por Pedrosa (2015) é incapaz de reproduzir as não linearidades presentes na resposta do modelo de molas equivalentes. Essa limitação é decorrente das características do método elaborado pelo autor, no qual é incorporado uma idealização elástica perfeitamente plástica para definição do comportamento da diagonal. Como resultado, a curva obtida a partir do modelo proposto por Pedrosa (2015) exibe um aspecto bilinear, o que representa que o método desenvolvido pelo autor fornece uma previsão conservadora da resposta da estrutura.

## 6 CONCLUSÕES

### 6.1 DISCUSSÕES E CONSIDERAÇÕES

Ao longo do desenvolvimento do presente trabalho buscou-se apresentar e descrever aspectos de interesse relacionados aos conceitos básicos do sistema *Light Steel Framing*, tendo em vista proporcionar um melhor entendimento dos diferentes elementos que integram a estrutura do sistema. Nessa fase da pesquisa ainda foram apresentados os principais estudos relacionados ao tema na atualidade, desenvolvendo-se a partir de publicações e manuais de procedimentos para obtenção de informações pertinentes ao que se pretende estudar.

De modo geral, a proposta do presente trabalho consistiu em apresentar uma estratégia para análise numérica de painéis de cisalhamento do sistema *Light Steel Framing*, com vistas ao desenvolvimento de um modelo analítico simplificado capaz de simular apropriadamente a contribuição das placas de fechamento na rigidez e na resistência lateral da estrutura. Para tanto, optou-se por desenvolver os modelos por meio do *software ANSYS Academic Research Mechanical, Release 19.0*, tendo como base os elementos predefinidos disponibilizados na biblioteca interna do programa em questão.

Os resultados obtidos a partir do estudo numérico recuperaram de forma satisfatória o comportamento lateral do painel avaliado, ajustando-se bem a curva experimental nos trechos iniciais e atingindo níveis de carregamento próximos aos alcançados experimentalmente. Conforme esperado, a deformação do painel de cisalhamento ocorreu na forma de um paralelogramo com ligeira flexão, na qual se constatou uma leve torção no montante intermediário devido a ausência do fechamento interno do painel.

Em virtude da contenção dos montantes exercida pela sanefa, a região superior do reticulado metálico apresentou um elevado nível de tensão nos modelos avaliados. No entanto, a maior concentração de tensões nos perfis de aço ocorreu próximo às regiões de ancoragem com a fundação, onde foi possível observar deformações significativas nas mesas da guia inferior. Já o material de fechamento experimentou um baixo nível de tensão em relação à estrutura metálica, sugerindo que as propriedades do OSB têm pouca representatividade na resposta lateral de um painel submetido ao esforço lateral no seu plano.

A análise dos resultados ainda revelou que a ruptura de um painel submetido a carregamento lateral monotônico é majoritariamente controlada pela falha gradual das ligações entre os perfis e o material de fechamento. Nesse contexto, a definição apropriada da curva correspondente ao comportamento não linear das ligações tem um papel crucial para o sucesso na modelagem dos painéis. Embora as respostas obtidas a partir das simulações numéricas sejam condizentes com o resultado do ensaio experimental, o refinamento do modelo a partir de novos estudos experimentais sobre ligações pode convergir ainda mais os resultados.

A partir do estudo numérico foram obtidos dados substanciais para colocar em prática a fase subsequente da pesquisa, na qual foi desenvolvido um modelo analítico simplificado capaz de reproduzir adequadamente o efeito de contraventamento dado pelas placas de fechamento. De modo geral, o modelo proposto foi desenvolvido com base nos mesmos conceitos empregados na concepção do modelo de diagonais equivalentes, diferenciando-se deste, por utilizar elementos de mola não lineares como diagonais.

Outro aspecto de interesse e que também merece destaque, refere-se às vantagens do modelo de molas equivalentes, cuja aplicação não requer a estimativa de uma área para seção transversal das diagonais. Ao contrário do modelo de diagonais equivalentes, o método proposto permite que o comportamento dos elementos de mola seja definido a partir de uma relação direta de força e deslocamento relativo, o que possibilita uma economia de tempo e recursos durante a fase de modelagem.

O resultado obtido a partir da simulação do modelo de molas equivalentes forneceu uma previsão bastante próxima da resposta numérica do painel de cisalhamento avaliado. Conforme esperado, o uso de molas como elementos resistentes aos esforços horizontais conferiu ao painel o mesmo comportamento lateral do modelo simplificado de diagonais equivalentes, o que representa que a metodologia proposta reproduz satisfatoriamente a contribuição de rigidez e resistência lateral obtida pela consideração das placas de fechamento na modelagem dos painéis.

Essa estratégia também se mostrou viável para análise de pórticos de múltiplos pavimentos, uma vez que o resultado obtido a partir da simulação da estrutura exibiu um comportamento similar à resposta do painel isolado. Isso representa que o modelo simplificado proposto fornece uma previsão bastante

coerente do comportamento lateral de estruturas executadas a partir do sistema *Light Steel Framing*, podendo ser utilizado inclusive, para simulação de estruturas submetidas à cargas gravitacionais e horizontais aplicadas simultaneamente.

Nesse contexto, o modelo simplificado desenvolvido no presente trabalho se apresenta como um método bastante interessante para fins práticos de análise e projeto, fornecendo ao meio científico e técnico uma ferramenta de simulação alternativa e de comprovada precisão e eficácia. Tendo em vista os aspectos mencionados, a estratégia de análise proposta foi considerada adequada em relação ao objetivo inicialmente estabelecido, possibilitando uma modelagem com maior simplicidade e menor custo computacional.

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O escopo do presente trabalho tratou apenas de estudar o comportamento lateral de painéis de cisalhamento do sistema *Light Steel Framing*, limitando-se exclusivamente à análise de um único modelo de painel submetido ao carregamento lateral monotônico. No entanto, diversos fatores podem influenciar no comportamento lateral dessas estruturas, uma vez que os painéis são compostos por uma série de componentes e características construtivas.

Nesse sentido, o estudo de uma maior variedade de painéis se apresenta como uma sugestão interessante para trabalhos futuros, nos quais podem ser avaliados o impacto de detalhes construtivos como a presença de aberturas, a espessura do material de fechamento e o espaçamento entre montantes e parafusos. Para tanto, o desenvolvimento de um programa experimental é de particular interesse, uma vez que a combinação de estudos numéricos e experimentais pode auxiliar no aprimoramento dos modelos simplificados.

Outra possibilidade consiste em determinar o comportamento das ligações parafusadas a partir de ensaios locais em diversas configurações de corpos de prova. A partir desses ensaios é possível obter uma previsão mais adequada do comportamento lateral do painel, uma vez que são as ligações entre os perfis e o material de fechamento que normalmente determinam a falha da estrutura. O prosseguimento da pesquisa ainda pode contemplar estudos relacionados ao comportamento de painéis sujeitos a ações cíclicas, envolvendo inclusive, a consideração de ações gravitacionais.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. **AISI S211**: North American standard for cold-formed steel framing: wall stud design. Washington, DC, 2007.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. **AISI S213**: North American standard for cold-formed steel framing: lateral design. Washington, DC, 2007.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. Monotonic tests of cold-formed steel shear walls with openings. **Specifications for the design of cold-formed steel structural members**, Washington, DC, RP97-1, Paper 65, 1997.

ANSYS, Inc. **ANSYS Academic Research Mechanical Release 19.0**. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14.762**: Projeto de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15.253**: Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados em edificações: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2014.

BARAN, E.; ALICA, C. Behavior of cold-formed steel wall panels under monotonic horizontal loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 79, n. 1, p. 1-8, dez. 2012.

BEVILAQUA, R. **Estudo comparativo do desempenho estrutural de prédios estruturados em perfis formados a frio segundo os sistemas apertificado e light steel framing**. 2005. 246 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

BUONOPANE, S. G.; TUN, T. H.; SCHAFER, B. W. Fastener-based computational models for prediction of seismic behavior of CFS shear walls. In: NATIONAL CONFERENCE ON EARTHQUAKE, 10., 2014, Anchorage, AK. **Anais...** Anchorage: Earthquake Engineering Research Institute, 2014.

CARDOSO, A. C. S.; RODRIGUES, F. C.; CALDAS, R. B. Estabilização de sistemas estruturais em light steel frame com painéis de cisalhamento em OSB. In: CONGRESSO DE ENGENHARIA E CIÊNCIA DOS MATERIAIS, 22., 2016, Natal, RN. **Anais...** Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2016.

CHODRAUI, G. M. B. **Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão**. 2006. 307 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos.

CONSULSTEEL. Consultores en Steel Framing. **Construcción con acero liviano: Manual de procedimiento**, Buenos Aires, 2002.

DING, C. **Monotonic and cyclic simulation of screw-fastened connections for cold-formed steel framing**. 2015. 215 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg.

ENGINEERED WOOD ASSOCIATION'S. **APA Panel Design Specification**, Washington, Tacoma, 2008.

FRECHETTE, L. A. **Build smarter with alternative materials**. Ed. Craftsman Book Company, Carlsbad, CA, 1999, 333 p., 21 cm. ISBN 1-57218-074-9.

GASPAR, A. P. **Construção de edifícios de habitação em light steel framing**. 2013. 151 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura) – Faculdade de Comunicação, Arquitetura, Artes e Tecnologias da Informação, Porto.

INTERNACIONAL CODE COUNCIL. **IBC International Building Code**, New Jersey, Washington, 2015.

LANGE, J.; NAUJOKS, B. Behaviour of cold-formed steel shear walls under horizontal and vertical loads. **Thin-Walled Structures Research and Development**, v. 44, n. 12, p. 1214-1222, fev. 2007.

LENG, J.; SCHAFFER, B. W.; BUONOPANE, S. G. Seismic computational analysis of CFS-NEES building. In: INTERNATIONAL SPECIALTY CONFERENCE ON COLD-FORMED STEEL STRUCTURES, 21., 2012, St. Louis, MO. **Anais...** St. Louis: Missouri University of Science and Technology, 2012.

LENG, J.; SCHAFFER, B. W.; BUONOPANE, S. G. Modeling the seismic response of cold-formed steel framed buildings: model development for the CFS-NEES building. In: ANNUAL STABILITY CONFERENCE, 2013, St. Louis, MO. **Anais...** St. Louis: Missouri University of Science and Technology, 2013.

LENG, J. **Simulation of cold-formed steel structures**. 2015. 900 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Johns Hopkins University, Baltimore.

LIU, P.; PETERMAN, K. D.; SCHAFER, B. W. Impact of construction details on OSB sheathed cold-formed steel framed shear walls. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 101, n. 1, p. 114-123, out. 2014.

MADSEN, R. L.; NAKATA, N.; SCHAFER, B. W. CFS-NEES building structural design narrative. **CFS-NESS: Advancing cold-formed steel earthquake engineering**, RR01, Baltimore, MD, 2011.

NASCIMENTO, G. R. **Comparação crítica entre diferentes métodos para calcular a carga de colapso em estruturas de aço**. 2013. 154 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

NGO, H. H. **Numerical and experimental studies of wood sheathed cold-formed steel framed shear walls**. 2014. 71 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Johns Hopkins University, Baltimore.

NIARI, S. E.; RAFEZY, B.; ABEDI, K. Seismic behavior of steel sheathed cold-formed steel shear wall: Experimental investigation and numerical modeling. **Thin-Walled Structures Research and Development**, v. 96, n. 1, p. 337-347, nov. 2015.

NITHYADHARAN, M.; KALYANARAMAN, V. Experimental study of screw connections in CFS-calcium silicate board wall panels. **Thin-Walled Structures Research and Development**, v. 49, n. 6, p. 724-731, jun. 2011.

NORTH AMERICAN STEEL FRAMING ALLIANCE. **A builder's guide to steel frame construction**: Steel framing guide, Washington, DC, 2007.

NORTH AMERICAN STEEL FRAMING ALLIANCE. **Cold-formed steel shear wall design**: Shear wall design guide, RG-9804, Washington, DC, 1998.

PEDROSA, N. H. **Estudo da resistência e rigidez lateral de painéis de cisalhamento do sistema construtivo light-steel framing**. 2015. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Estadual de Maringá, Maringá.

PETERMAN, K. D.; SCHAFER, B. W. Hysteretic shear response of fasteners connecting sheathing to cold-formed steel studs. **CFS-NESS: Advancing cold-formed steel earthquake engineering**, RR04, Baltimore, MD, 2013.

PETERMAN, K. D.; NAKATA, N.; SCHAFER, B. W. Hysteretic characterization of cold-formed steel stud-to-sheathing connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 101, n. 1, p. 254-264, out. 2014.

REGO, D. J. M. **Estruturas de edifícios em light steel framing**. 2012. 175 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

RODRIGUES, F. C.; CALDAS, R. B. **Steel Framing: Engenharia**, CBCA, Rio de Janeiro, 2016. (Série Manual da Construção em Aço).

SALES, U. C. **Mapeamento dos problemas gerados na associação entre sistemas de vedação e estrutura metálica e caracterização acústica e vibratória de painéis de vedação**. 2001. 270 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

SANTIAGO, A. K.; FREITAS, A. M. S.; CRASTO, R. C. M. **Steel Framing: Arquitetura**, CBCA, Rio de Janeiro, 2012. (Série Manual da Construção em Aço).

SCHAFER, B. W. Cold-formed steel structures around the world: A review of recent advances in applications, analysis and design. **Steel Construction Design and Research**, v. 4, n. 3, p. 141-149, ago. 2011.

SCHARFF, R. **Residential steel framing handbook**. Ed. McGraw-Hill, New York, NY, 1996, 448 p., 21 cm. ISBN 978-0070572317.

SERRETTE, R.; CHAU, K. Estimating the response of cold-formed steel frame shear walls. **Specifications for the design of cold-formed steel structural members**, Washington, DC, RP03-7, Paper 98, 2003.

SHAMIM, I.; ROGERS, C. A. Numerical modelling and calibration of CFS framed shear walls under dynamic loading. In: INTERNATIONAL SPECIALTY CONFERENCE ON COLD-FORMED STEEL STRUCTURES, 21., 2012, St. Louis, MO. **Anais...** St. Louis: Missouri University of Science and Technology, 2012.

SILVA, E. L.; PIERIN, I.; SILVA, V. P. **Estruturas compostas por perfis formados a frio**, CBCA, Rio de Janeiro, 2014. (Série Manual da Construção em Aço).

SIMAAN, A.; PEKÖS, T. B. Diaphragm braced members and design of wall studs. **Journal of the Structural Division**, v. 102, n. 1, p. 77-92, 1976.

TIAN Y. S.; WANG, J.; LU, T. J. Racking strength and stiffness of cold-formed steel wall frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 60, n. 7, p. 1069-1093 jul. 2004.

VIEIRA JR., L. C. M. **Behavior and design of sheathed cold-formed steel stud walls under compression**. 2011. 249 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Johns Hopkins University, Baltimore.

VIEIRA JR., L. C. M.; SCHAFER, B. W. Lateral stiffness and strength of sheathing braced cold-formed steel stud walls. **Engineering Structures**, v. 37, n. 1, p. 205-213, abr. 2012.

VITOR, R. O. **Modelagem numérica de diagonais equivalentes em painéis de cisalhamento do sistema light steel framing**. 2012. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

WINTER, G. Lateral bracing of beams and columns. **Journal of the Structural Division**, v. 125, n. 1, p. 807-826, 1960.